

Herstellung und Einbau großer Betonmengen bei Flugplatzbauten

Von Oberingenieur Dipl.-Ing. Emil Wildbrett, Dortmund

DK 666.97.031:693.546
Herstellung von Beton: Einbringen des Betons
725.391 Gebäude für Luftverkehr

Übersicht

Vor dem zweiten Weltkriege war in Deutschland die Aufgabe, aus-
gelehnte Flächen in Beton hochwertiger Güte herzustellen, fast aus-
schließlich auf den Bau von Betonstraßen für die Autobahnen ausge-
richtet. Hierfür hatten sich nicht nur bestimmte Verfahren des
Abbaues und der Verarbeitung herausgebildet, sondern auch gewisse
heitliche Formen der zentralen Baustoffbewirtschaftung und
tonmischanlagen, sogenannte Betonfabriken.

Im Kriege traten diese Arbeiten notgedrungen immer mehr in den
tergrund; aus wirtschaftlichen Gründen konnten sie erst in letzter
it wieder in verhältnismäßig bescheidenem Umfange aufgenommen
rden. Dafür stellten die Besatzungsmächte einige Jahre nach dem
iege neue, ähnlich gelagerte Bauaufgaben in der Herstellung aus-
gelehnter Betonflächen auf Flugplätzen.

Da bei allen diesen Arbeiten große Leistungen in gedrängten Bau-
ten zu bewältigen waren, wurden sie auch alle durch Arbeits-
meinschaften ausgeführt. An einer Reihe solcher Arbeitsgemein-
schaften nach 1949 war auch die Bauunternehmung Heinrich Butzer
eteiligt und hatte dabei besonders auf die Baustelleneinrichtung
d die Ausgestaltung der Betonfabrik in fast allen Fällen maß-
gebenden Einfluß. Der Verfasser berichtet daher im nachstehenden
seiner Eigenschaft als Oberingenieur der Bauunternehmung
inrich Butzer über diese Aufgaben und einzelne Einrichtungen in
r Baudurchführung. Seine Ausführungen beziehen sich dabei auf
gende Flugplätze:

1. München-Riem	128 970 m ²	Betondecken mit 43 330 m ³ Beton
2. Frescaty b. Metz	173 700 m ²	„ „ 41 000 m ³ „
3. Teverener Heide	530 900 m ²	„ „ 106 180 m ³ „
4. Köln-Wahn	324 000 m ²	„ „ 69 800 m ³ „
5. Bremgarten	381 500 m ²	„ „ 78 360 m ³ „
6. Laarbruch	491 800 m ²	„ „ 122 950 m ³ „

Abmessungen der Betondecken

Bei den deutschen Autobahnen wurde die Betonfahrbahn grund-
sätzlich in zwei Lagen hergestellt. Unter- und Oberbeton unter-
chieden sich durch die stoffliche Zusammensetzung. Der im all-
gemeinen 15 cm dicke Unterbeton enthielt 320 bis 330 kg/m³
Zement und Zuschlagstoffe bis zu 50 mm Korngröße. Dem 7 cm
dicken Oberbeton mit gleichem Zementgehalt wurde entsprechend
er Aufgabe als Verschleißschicht Hartsteinsplitt zugesetzt und
das Größtkorn auf 30 mm beschränkt.

Die Startbahn auf dem Flugplatz München-Riem erhielt noch eine
einlagig ausgebildete Betondecke, jedoch mit 30 cm mittlerer
Dicke, wovon 23 cm auf den Unterbeton entfielen. Alle später aus-
geführten Decken wurden in einer Lage mit einheitlicher Zu-
sammensetzung des Betons hergestellt. Die Dicke dieser Betondecken
variierte ohne Rücksicht darauf, ob sie als Startbahnen, Abstellplätze oder
Anliegerstraßen dienten, im allgemeinen nur noch 20 cm. Erst bei
dem neuesten Flugplatz Laarbruch wurde die Deckendicke wieder
auf 25 cm erhöht; die Ausführung blieb einschichtig. Bemerkenswert
ist, daß in München-Riem die Ränder gewisser Felder auf 38 cm
aufgestärkt und in Köln-Wahn die Startbahnköpfe auf 25 cm, die Wendeplätze
auf 30 cm verstärkt wurden.

Auf den neuesten Plätzen wurde den besonderen Beanspruchungen
an den Startbahnköpfen durch besonders enge Fugenteilung Rechnung
getragen. Eine Flächenbewehrung wurde nur auf dem Flugplatz Riem
angewandt.

3. Zusammensetzung des Betons

Der Zementgehalt war bei den einschichtigen Decken 330 bis
350 kg/m³ Fertigbeton, in Riem mit zweischichtiger Ausführung
betrug er 320 kg/m³ (s. Tafel I). Wo auf der Baustelle oder in nächster
Nähe brauchbarer Kiessand gewonnen werden konnte, wurde dies
ausgenutzt. Diese Möglichkeit bestand auf der Teverener Heide und
in Bremgarten. Für Wahn und Laarbruch stand Rheinkies aus alten

Tafel I. Übersicht

	München- Riem	Metz- Frescaty	Teverener Heide	Wahn	Bremgarten	Laarbruch
Betondicke in cm.....	30—38	22—25	20	20—30	20	25
Betonzusammensetzung						
Zement kg/m ³	320	350	330	350	350	330
Korngruppen	4	2	3	3	4	4
Zuschlagstoffe						
aufbereitet	×	×	×	×	×	×
fertig bezogen	×	×	×	×	×	×
Abmessung der Baustoffe						
nach Raum	×	×	×	×	×	×
nach Gewicht	×	×	×	×	×	×
Trockene Vormischung	×	×	×	×	×	×
Transport des Betons						
trocken	×	×	×	×	×	×
naß	×	×	×	×	×	×
Magerbetonschwellen	×	×	×	×	×	×
Deckenherstellung						
einlagig	×	×	×	×	×	×
doppellagig	×	×	×	×	×	×
Raumfugen						
Wieland	×	×	×	×	×	×
neue Verfahren	×	×	×	×	×	×
Scheinfugen						
geschmitten	×	×	×	×	×	×
gerüttelt	×	×	×	×	×	×
Leistung der Betonfabrik						
im Durchschnitt m ³ /h.....	53		42	60		71
in der Spitze m ³ /h.....			71	74		86
Leistung im Einbau						
im Durchschnitt m ³ /Tag....	540	ca. 800	430	ca. 500	715	1050
in der Spitze m ³ /Tag	560		953		1255	2048

Flußablagerungen zur Verfügung, so daß auf eine Aufbereitung im
eigenen Baubetrieb verzichtet werden konnte. Auch in Riem und Metz
wurde der Kies aufbereitet angeliefert.

Zusätze erhielt der Beton nur in Wahn und Bremgarten, und zwar
Plastocrete mit 0,45 % bzw. 1,0 % des Zementgewichts. Auf den
übrigen Flugplätzen verzichteten die Bauherren auf Zusätze.

4. Betontransport

Beim Bau der Autobahnen wurden auf fast allen Baulosen die
Betonbaustoffe mit Förderbahnzügen vom Umschlagbahnhof, in
dessen unmittelbarer Nähe auch die Verwiegeanlage stand, zur
Einbaustelle gefahren, wobei jeder Kippwagen sämtliche Trocken-
bestandteile einer Mischung enthielt. Während aber bei der Auto-
bahn das Betonieren sich zumeist nach einer Richtung in die Länge
entwickelte und nur eine Einbaustelle vorhanden war, spielt sich
der Betonierbetrieb auf Flugplätzen innerhalb wesentlich kürzerer
Entfernungen — im allgemeinen nicht über etwa 2 km hinaus — ab,

weist aber mehrere gleichzeitig zu bedienende Einbaustellen auf. Für diese Aufgabe sind Lastkraftwagen wirtschaftlicher und anpassungsfähiger. Ihre Aufbauten müssen nur so abgeändert werden, daß es möglich ist, jede Mischung von 1 m^3 Fertigbeton — denn auf dieses Maß sind die Mischer und Verteilerwagen eingerichtet — unabhängig von der übrigen Ladung abzukippen. Hierfür werden die Kästen der üblichen Seitenkipper durch eine feste Querwand halbiert und die bewegliche Seitenwand in zwei unabhängig voneinander verriegelbare und zu öffnende Klappen unterteilt (s. Bild 1). Dieses für die Baustelle Riem entwickelte Verfahren hat sich so bewährt, daß es für die weiteren Baustellen übernommen wurde.

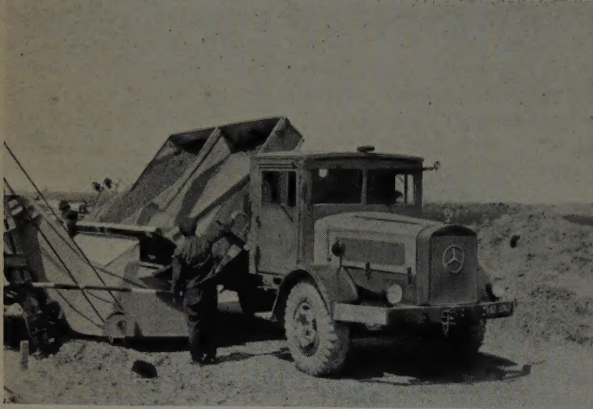


Bild 1. Betonförderwagen mit geteilten Kästen

5. Betonfabriken

Im folgenden soll nun an Hand von Ausführungsbeispielen gezeigt werden, wie sich die Zusammensetzung des Betons, die Forderung der gewichts- oder raummäßigen Zugabe der Baustoffe und die Art der Gewinnung der Zuschlagstoffe im einzelnen auf den Entwurf der Betonfabrik auswirken. Dabei wird die Entwicklung durch die zeitliche Reihenfolge der Beispiele erkennbar.

5.1 München-Riem

Die Baudurchführung in Riem stellt in vielen Punkten noch ein Übertragen der Grundsätze des Autobahnbaus auf die anders gearteten örtlichen Verhältnisse der Flugzeug-Startbahnen dar. So wurden die Baustoffe trocken an die Einbaustelle verfahren und erst dort in dem im Autobahnbau noch vielfach üblichen Brückenmischer naß gemischt.

Die Zuschlagstoffe wurden in vier Körnungen (0/3, 3/7, 7/15 und 15/40 mm) getrennt vom Lieferanten in Lastkraftwagen angefahren. Von einer aufgeschütteten Rampe (1) (Bild 2) wurden sie in einen in die Erde gelegten, unterteilten Trog (2) gekippt, unter welchem ein Förderbandstollen (3) angeordnet war (Bild 3). Durch Verschlüsse in der Stollendecke bzw. Trogsohle wurden die vier Zuschlagstoffgruppen gleichzeitig über Stoßaufgeber (4) auf das Förderband (5) abgezapft. Die Stoßaufgeber waren so aufeinander abgestimmt, daß die durch Eignungsversuche ermittelte Kornzusammensetzung erreicht wurde. Das Zuschlagstoffgemisch gelangte über die Bandstraße (6) in den zweigeteilten Übergabesilo (7) mit rund 50 m Fassungsraum, aus welchem es mischungsweise abgewogen und in Lastkraftwagen abgezogen wurde. Die Zuschlagstoffe wurden also nach Raummaß zusammengesetzt.

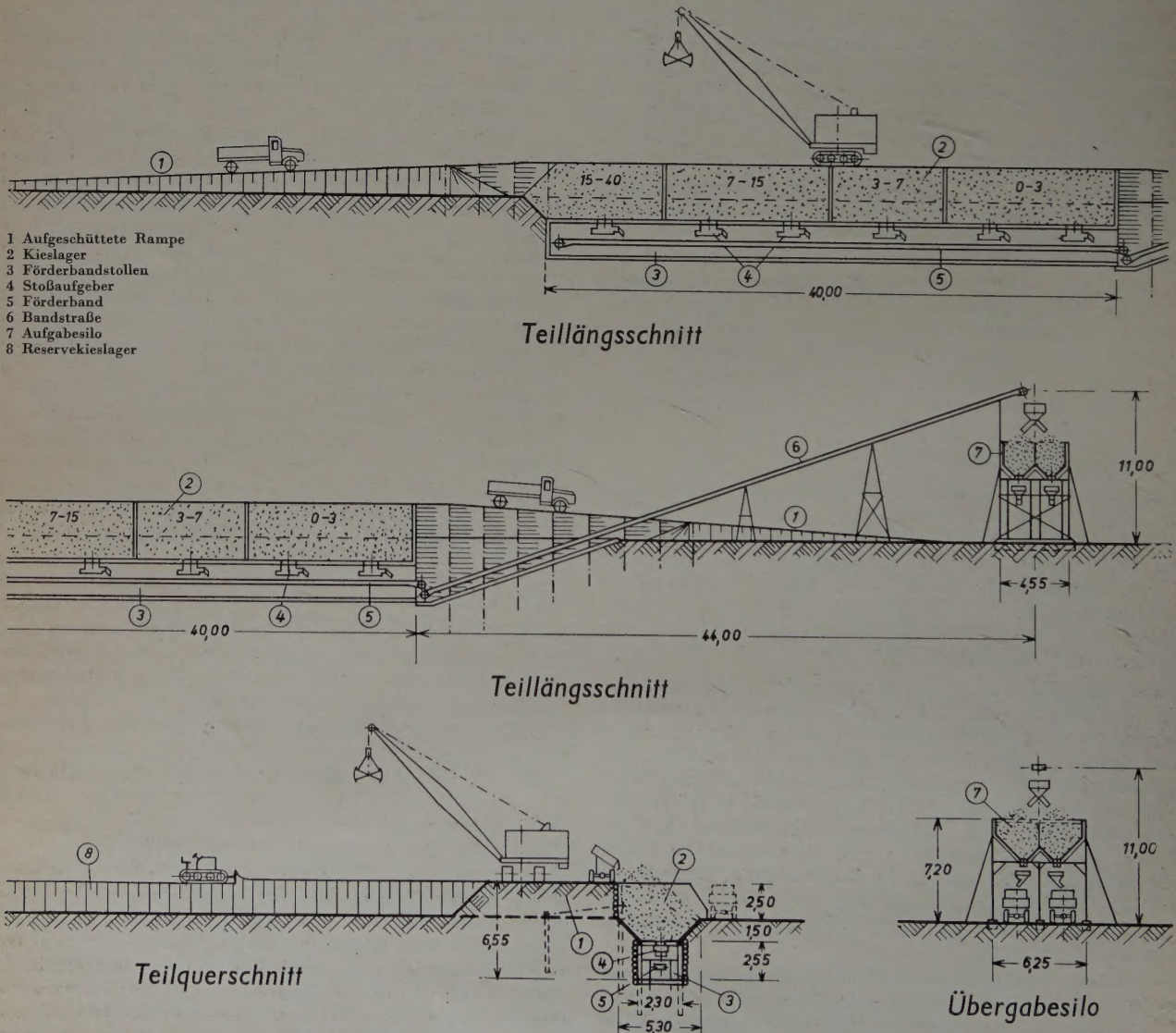


Bild 2. München-Riem: Schnitte durch die Betonfabrik

Im Betrieb erwies es sich als zweckmäßig, den Trog (2) über dem Entnahmestollen nicht nur von der aufgeschütteten Rampe, sondern auch von der anderen Längsseite aus zu beschicken, wodurch die Leistung erhöht werden konnte.



Bild 3. München-Riem: Vorrattstrog, darunter Förderbandstollen

Da über dem Entnahmestollen nicht mehr als etwa 550 m³ Zuschlagstoffe gelagert werden konnten, war ein weiteres Vorratslager so angelegt, daß die Haufen für die einzelnen Sorten senkrecht zur aufgeschütteten Kipprampe verliefen. Bei Bedarf wurden die Zuschlagstoffe durch eine Planierdraupe an die Rampe herangeschoben und mit einem Bagger in den Vorrattstrog (2) umgesetzt.

Der Zement wurde in Säcken angeliefert und nach ganzen Säcken gegeben. Um die geforderte Zementmenge von 320 kg/m³ Beton zu erhalten, wurden die Lastkraftwagen unter dem Übergabesilo (7) mit einer entsprechenden Menge Zuschlagstoffe beladen. Am Zementschuppen wurden die notwendigen

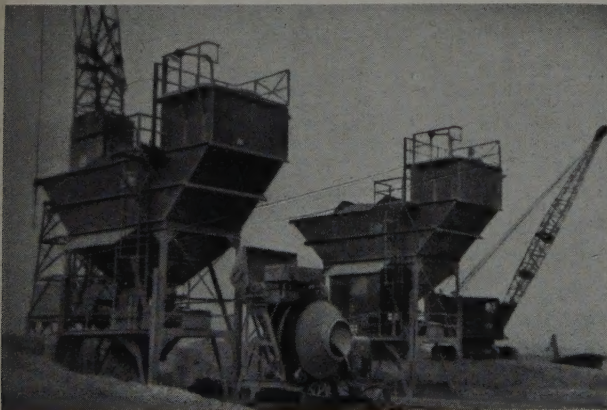


Bild 4. Metz-Frescaty: Abmeßanlagen Blaw Knox

mit Zement zugeladen und geöffnet, so daß der Zement lose in den Zuschlagstoffen lag.

Bei windigem Wetter oder Regen wurden die Lastwagen auf ihrer Fahrt zum Brückenmischer an der Einbaustelle mit Zeltplanen abgedeckt.

5.2 Metz-Frescaty

Auf dieser Baustelle lagen insofern besondere Verhältnisse vor, als hier der französische Generalunternehmer aus seinem Auftrage nur das Betonieren der Startbahn und einer Rollbahn an eine deutsche Arbeitsgemeinschaft vergeben hatte. Da der Generalunternehmer den zusammengesetzten Beton lieferte, wurde die Betonfabrik nach seinen eigenen Ideen aufgebaut und betrieben (Bild 4). Jede der zwei Abmeßanlagen, Bauart Blaw Knox, bestand aus einem hochgestellten Silo mit drei Taschen und einem aufgesetzten Bindemittel-Silo. Die Taschen faßten zusammen rd. 50 m³, der Zementbehälter 17 m³. Alle vier Siloausläufe mündeten in eine darunterhängende Chargierwaage, in der Mischungen bis zu 2,5 t, im gewünschten Mischungsverhältnis zusammengesetzt, abgewogen werden konnten. Die Kiestaschen wurden durch einen Raupenbagger mit langem Ausleger (s. Bild 4) beschickt. Die Zuschlagstoffe bestanden aus Sand und Kies 0/30 mm und, für deutsche Verhältnisse bemerkenswert, aus Grobkies 30/70 mm.

Der lose Zement wurde in zylindrischen 3-t-Behältern mit Bodenschluß angefahren und mit Hilfe eines Turmdrehkranes unmittelbar in die Zementsilos umgeschlagen.

5.3 Teverener Heide

Hier konnte der größere Teil der Zuschlagstoffe aus einer in Nähe der Baustelle selbst erschlossenen Kiesgrube gewonnen werden; der Rest wurde aus einer unmittelbar an der Grenze auf holländischem Gebiet liegenden Kiesgrube bezogen. Beide Kiesvorkommen lagen nicht weit auseinander, so daß sie durch eine gemeinsame Förderbahn (90-cm-Spur) mit der Baustelle verbunden werden konnten. Da im Bereiche der Kiesgewinnungsstelle das Grundwasser sehr tief anstand, wurde wegen der hohen Kosten einer Wascheinrichtung darauf verzichtet, den Kies in der Grube zu waschen. Der Rohkies wurde mit Dampfzügen über eine Strecke von 3 km zur Aufbereitungsanlage bei der Betonfabrik befördert. Diese wurde etwa in der Mitte der größten Längsausdehnung der Betonfelder aufgestellt, aber so weit seitlich abgerückt, daß sie die teilweise Inbetriebnahme des Flugplatzes nicht hinderte.

Die Rohkieskippe mußte für den Ausgleich zwischen den verschiedenen Zeitmaßen der Kiesbaggerung und der Aufbereitung bzw. Verarbeitung der Zuschlagstoffe bemessen werden; das ergab eine Größe von rund 12 000 m³.

Die Betonfabrik ist in den Bildern 5 und 6 im Grundriß und verschiedenen Schnitten dargestellt, an Hand deren der Arbeitsgang kurz erläutert werden soll.

Der Rohkies wurde vom Lager (1) durch einen Schrapper (2) von 2 m³ Fassungsraum auf einen festen Rost (3) befördert, auf welchem das Überkorn über 120 mm zurückgehalten wurde. Der Durchgang gelangte über das Förderband (4) in die Sieberei. Sie bestand aus zwei parallel geschalteten 3stufigen Schwingsieben (5) und (6), die den Kies in die drei Stufen 0/7, 7/15 und 15/35 mm zerlegten und das Überkorn durch eine Rutsche (7) seitlich abwarfen. Nach dem ursprünglichen Befund des Rohkieses durfte angenommen werden, daß die lose haftenden Staubeilchen durch kräftiges Abbrausen während des Siebens abgewaschen würden. Wie sich aber im Betrieb herausstellte, ließ sich bei der Kiesbaggerung doch nicht vermeiden, daß auch Tonlinsen in die Aufbereitungsanlage gelangten. Deswegen wurde nach den Erfahrungen, die der Verfasser am Neckar gemacht hatte, nachträglich noch eine besondere Wascheinrichtung, bestehend aus einem Schwertaflöser (8) und einer Waschtrommel (9), nebengeschaltet, durch welche das vorsortierte und vorgewaschene Korn 15/35 mm geleitet wurde (s. Bild 7). Eine ähnliche Maßnahme für die Körnungen unter 15 mm erwies sich nicht als notwendig. Das Korn 0/7 mm wurde mittels Sandschnecken aus dem Sand-Wasserbad gewonnen (10—12).

Jede der drei Korngrößen führte ein Förderband (13 bis 15) auf eines der drei Zwischenlager (16 bis 18), die zusammen rund 2000 m³ faßten. Im Betrieb zeigte sich ein großer Überschuß von Feinkorn, der anderen Zwecken außerhalb der Betonfabrik zugeführt wurde.

Parallel zu dem Zwischenlager lag unter Gelände der Entnahme- und Abmeßstollen (19), über dem sich das eigentliche Vorratslager (20) an aufbereiteten Zuschlagstoffen mit rund 3000 m³ Inhalt befand.

In der Decke des Stollens war eine Reihe von Trichtern eingebaut, durch welche die drei Kornsorten im richtigen Mengenverhältnis entsprechend der festgelegten Siebkurve mittels Stoßaufgebern (21) abgezogen und dem Sammel-Förderband (22) zugeführt wurden. Diese Bandstraße (22, 23) brachte das richtig zusammen

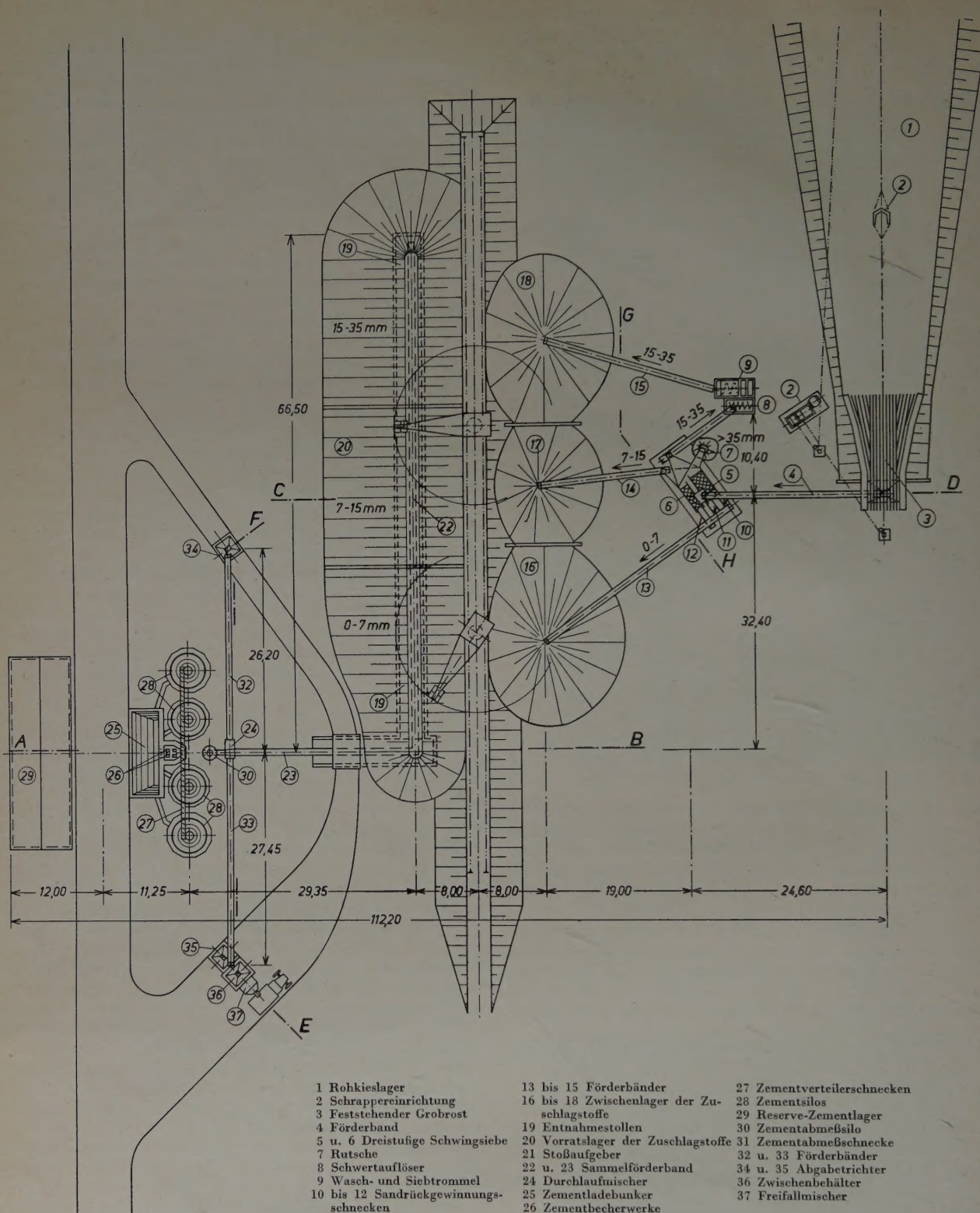


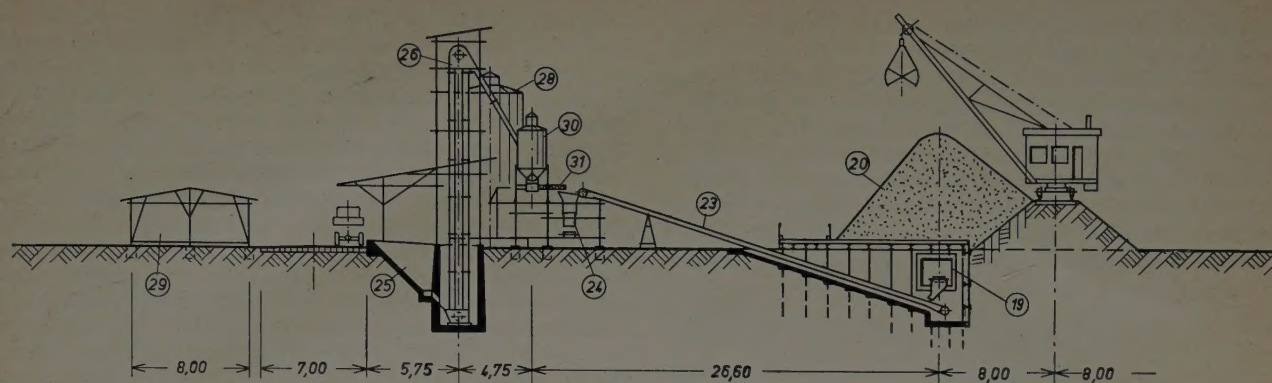
Bild 5. Teverener Heide: Grundriß der Kiesaufbereitung und Betonfabrik

gesetzte Zuschlagstoff-Gemisch in die Betonmischmaschine (24), einen Vögele-Stetigmischer, der in der Stunde 70 m³ fertigen Beton lieferte.

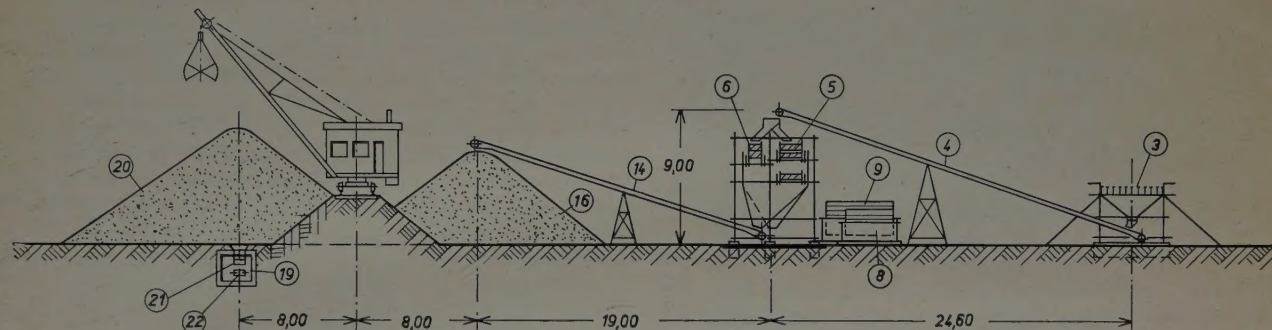
Die Zuschlagstoffe wurden also in diesem Falle nach Raum abgemessen. Zwei Greifbagger setzten die Zuschlagstoffe vom Zwischenlager (16 bis 18) zum Hauptlager (20) über dem Stollen um. Diese Zwischenlagerung bot den Vorteil, daß die naß aus der Aufbereitungsanlage kommenden Zuschlagstoffe einen Teil ihres Wassers abgeben konnten, ehe sie über den Stollen gebracht und abgemessen

wurden. Eine solche Zwischenlagerung zum Zwecke der teilweisen Entwässerung hat sich auch andernorts als vorteilhaft, wenn nicht sogar als notwendig erwiesen (Bremgarten und Laarbruch).

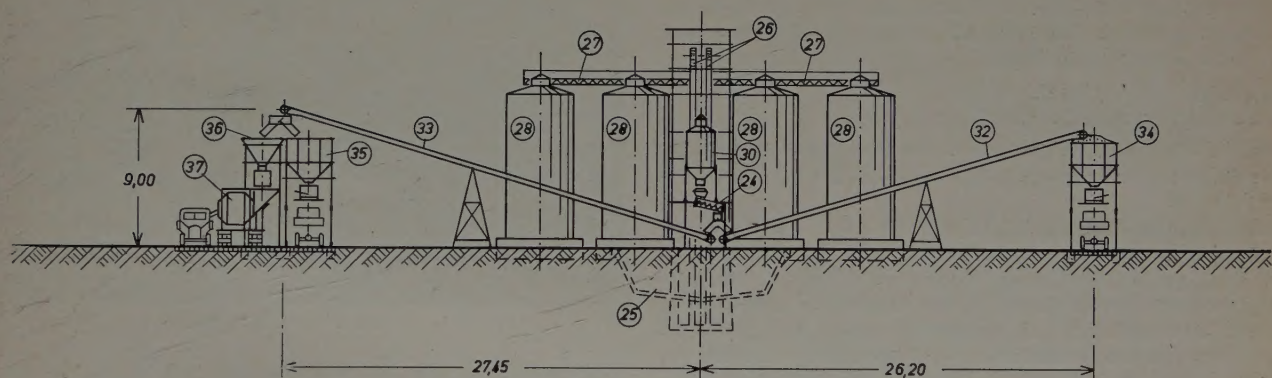
Der Zement wurde lose in offenen Lastkraftwagen angeliefert. sei bemerkt, daß die Verluste auf dem mindestens 200 km langen Straßentransport nicht größer sind als die zulässige Gewichtstoleranz bei Sackverpackung, wenn die Wagenkästen einwandfrei abgedeckt und sorgfältig mit Zeltplanen abgedeckt werden. Der lose Zement wurde in einen Tiefbunker (25) mit 30 m³ Fassungsraum abgekippt.



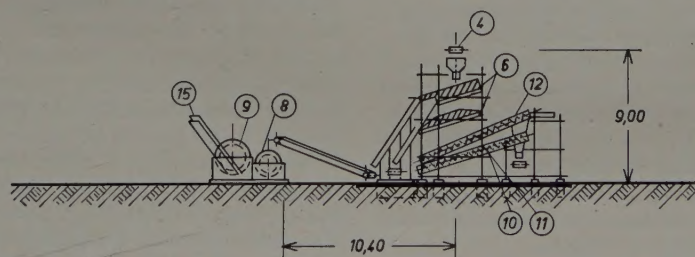
Schnitt A-B



Schnitt C-D



Schnitt E-F



Schnitt G-H

Bild 6. Teverener Heide: Schnitte durch die Kiesaufbereitung und Betonfabrik

und darin durch Zuführung feinst verteilter Luft so weit aufgelockert, daß er den Becherwerken (26) zufließt, die den Zement auf die Verteilerschnecken (27) über den Vorratssilos (28) hoben und in diese führten. Vier kreisrunden Silos (28) — zwei davon bestanden aus Stahl und zwei aus Holz, und beide Bauweisen bewährten sich — wurden insgesamt rund 800 t Zement eingelagert. Als äußerste Reserve lagen in einem Schuppen (29) noch 200 t Zement in Säcken bereit, die doch infolge der zuverlässigen Anfuhr des losen Zements erst bei anhaltender Verwendung verbraucht wurden.

Für die Verarbeitung floß der Zement aus den Vorratssilos wieder in aufgelockertem Zustand durch den Tiefbunker (25) in eines der

beiden Becherwerke (26), die aber nunmehr den Zement in einen hochgestellten Abmeßbehälter (30) von 10 t Fassungsvermögen aufgaben. Von hier wurde er in stetigem Strom über eine Schnecke (31) raummäßig abgemessen und dem Betonmischer (24) zugeführt, in dem der Beton trocken vorgemischt wurde. Das Trockengemisch wurde über Förderbänder (32 und 33) abwechselnd in einen der beiden Abgabetrichter (34 und 35) befördert. Unter diese führen die Lastkraftwagen, deren Ladepritschen für je zwei 1-m³-Mischungen unterteilt waren. Die Lastwagen brachten das trockene Gemisch zu den Brückenmischern an den Einbaustellen.

Ein zweiter Stetigmischer diente als Reserve.

Bei der Betonierung der Abstellplätze und der sie verbindenden Ringstraßen konnten die üblichen Autobahngerätezüge nicht zügig arbeiten, mußten vielmehr sehr häufig umgesetzt werden. Da dies zeitraubend und kostspielig war, versuchte man hier, naß gemischten Beton von der Betonfabrik mit den gleichen, vorher für den Trockenbeton verwendeten Lastkraftwagen zur Einbaustelle zu verfahren. Zu diesem Zwecke wurde neben dem einen Abgabetrichter für Trockenbeton (35) eine Mischanlage für Fertigbeton aufgestellt. Sie bestand aus einem Zwischentrichter (36) und einem Freifallmischer (37) mit 1500 l Trommelinhalt.

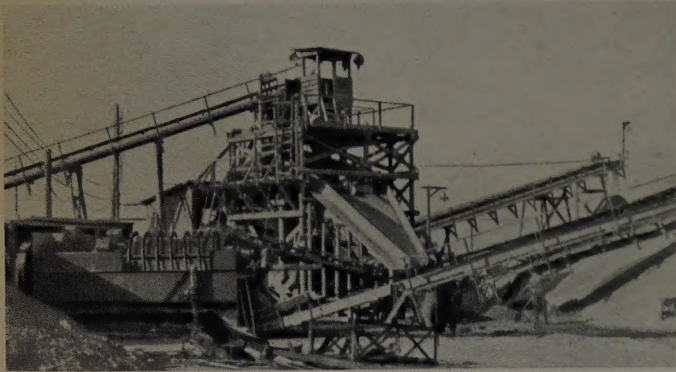


Bild 7. Teverener Heide: Kieswäscherei und Sieberei

Dieser Versuch verlief so zufriedenstellend, daß auf allen folgenden Flugplatzbauten nur noch Fertigbeton verfahren und auf den Einsatz von Brückenmischern ganz verzichtet wurde.

Die Betonanlage lieferte in der Stunde 42 m³ Beton als Durchschnittsleistung und 71 m³ Spitzenleistung. Die Betonfabrik in der beschriebenen Form hat sich bewährt. Die höchste Einbauleistung war 4775 m², das sind 955 m³/Tag.

5.4 Köln-Wahn

Hier wurde die Einrichtung der Betonfabrik durch die Möglichkeit bestimmt, die Zuschlagstoffe gewaschen und gesiebt zu beziehen. Da die regelmäßige Zufuhr gesichert war, konnte auf große Vorratslager verzichtet werden.

Die Zuschlagstoffe wurden in 3 Kornstufen (0/7, 7/15 und 15/30 mm) mit Lastkraftwagen angefahren und in unterteilte Tiefbunker abgekippt. Zwei parallel zu diesem Bunker auf Schienen laufende Greifbagger setzten die Zuschläge in drei Meßbunker um, die fest über einem Sammel Förderband aufgestellt waren und je 30 m³ faßten. Unter jedem Meßbunker war ein Stoßaufgeber angeordnet, mit deren Hilfe die drei Körnungen im richtigen Mengenverhältnis auf das Förderband aufgegeben wurden. Über dieses gelangten sie zu dem Stetigmischer, in dem auch die vorgeschriebene Zementmenge beigegeben und beides trocken vorgemischt wurde. Das Trockengemisch wurde weiter über ein Förderband und einen Verteilerkopf abwechselnd einer der drei in einer Mischstation zusammengefaßten Mischmaschinen zugeführt. Bild 8 zeigt im Vordergrund diese Mischstation. Von hier wurde der naß gemischte Beton durch Lastkraftwagen mit unterteilten Ladepritschen an die Einbaustellen gefahren.

Die Zwischenschaltung des Stetigmischers hatte den Zweck, die Mischdauer in den absatzweise beschickten Freifallmischern abzukürzen und die Leistung der Betonfabrik zu steigern.

Die Anfuhr, Vorratslagerung und Zugabe des Zementes entsprechen genau der Baustelle Teverener Heide.

Die gesamte Anlage zeichnet sich durch Einfachheit und Übersichtlichkeit aus (s. Bild 8). Wenn man den Gründen nachgeht, so findet man sie in folgenden Tatsachen: Wegfall einer Aufbereitung, Verzicht auf große Vorratshaltung, Beschränkung auf drei Kornstufen, raummäßige Zuteilung der Zuschlagstoffe und des Zementes. Die Betonfabrik erbrachte eine durchschnittliche Leistung von 61 m³/Std. und eine Spitzenleistung von 74 m³/Std. mit drei Betonmischmaschinen.

5.5 Bremgarten

Entscheidend für den Entwurf dieser Betonfabrik war die Erschließung großer Kiesvorkommen aus alten Rheinablagerungen in unmittelbarer Nähe der Baustelle. Der Rohkies mußte in einer Aufbereitungsanlage gewaschen und gesiebt werden. Da aber im

Rohkies ein Mangel an Feinsand und ein Überschuß an Grobkies vorhanden war, wurde ein Teil des Grobkorns in einer Brechanlage zu Sand 0/3 zerkleinert. Später wurde allerdings dieses Verfahren verlassen, da sich im Betrieb ergab, daß es wirtschaftlicher war gleich im Baggerfeld aus einer größeren Menge von Baggergut die Bestandteile unter 3 mm auszusieben und den größeren Überschuß wieder in den ausgebeuteten Teil der Kiesgrube zu verstürzen.

Bei der geforderten Tagesleistung von 1500 m³ Beton mußte mit einer Mindestmenge von 2000 m³ aufbereiteter Zuschlagstoffe rechnet werden. Um diese sicherzustellen, erschien es zweckmäßig, mehrere voneinander unabhängig arbeitende Aufbereitungsanlagen aufzustellen, zumal diese größtenteils mit vorhandenen Geräten aufgebaut werden konnten. Allerdings ist dadurch die ganze Betonfabrik weniger übersichtlich geworden als diejenigen der vorausgegangenen Flugplätze. Der Materialfluß soll an Hand des Grundrisses der Anlage (Bild 9) gezeigt werden.

Da der Weg zwischen Kiesgrube und Betonfabrik nur wenige hundert Meter betrug, konnte auf ein Zwischenlager von Rohkies verzichtet werden. Der Rohkies kam in Lastkraftwagen an, die ihre Ladung rückwärts in einen der drei versenkten Aufgabetrichter (1 und 26 und 27) abkippten. Stoßaufgeber vermittelten den Übergang auf die Förderbänder (2 und 28), die zu den Brechanlagen (B bzw. F) führten. Durch eine Vorsiebanlage (3 bzw. 29) wurde der Rohkies unter 50 mm ausgeschieden und unmittelbar in die Wasch- und Siebanlagen (C bzw. G) geleitet, während das gröbere Korn in



Bild 8. Wahn: Betonfabrik

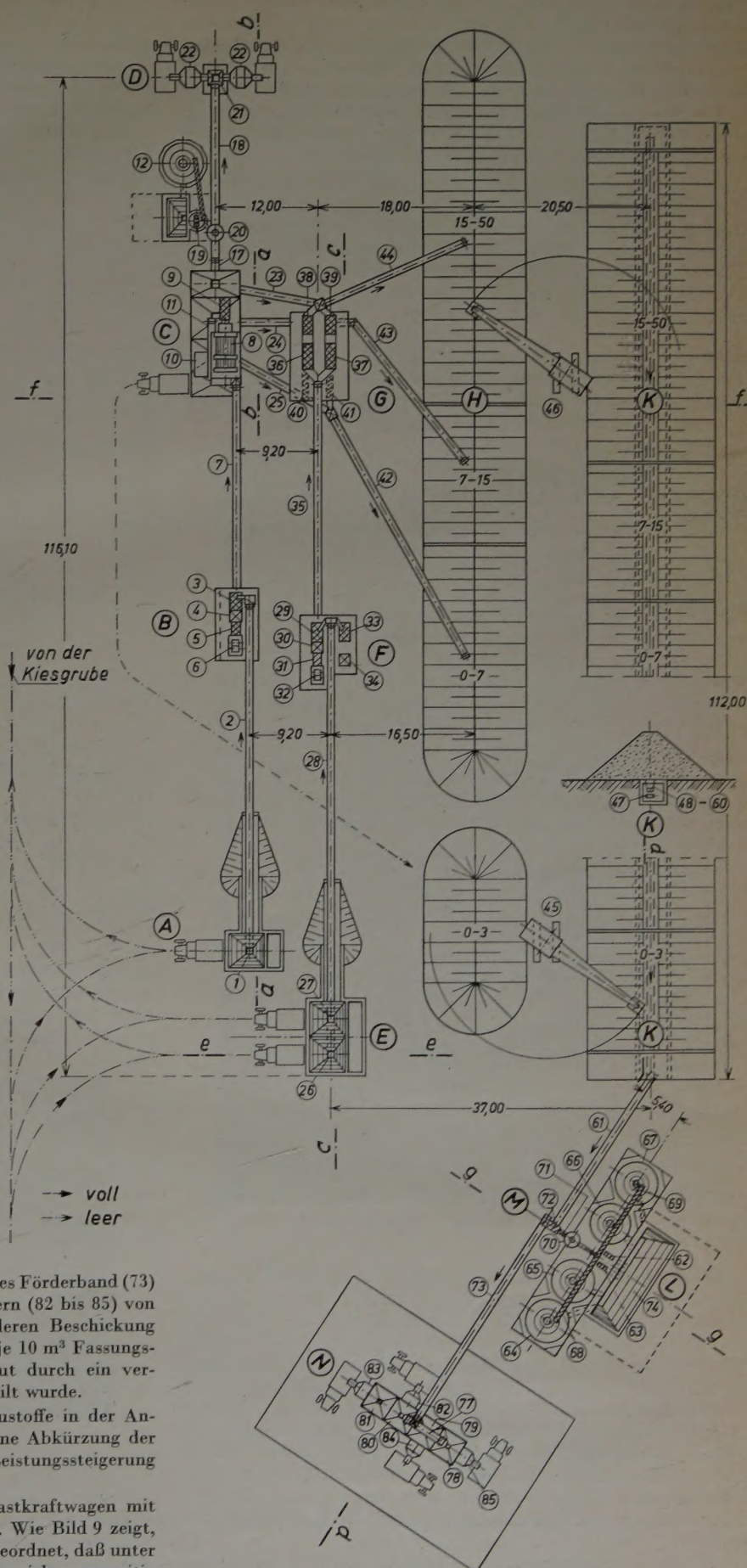
Feinbrechern (4 bzw. 30) vorgebrochen und in Walzenmühlen (6 bzw. 32) zu Sand gequetscht wurde. Da die Leistung der beiden Walzenmühlen nicht befriedigte, wurde während des Betriebes noch ein moderner Hammerbrecher (34) eingebaut, der mehr als die doppelte Leistung wie die beiden Walzenmühlen zusammen brachte.

Das gebrochene Gut ging zusammen mit dem Rohkies unter 50 mm über die Bandstraßen (7 und 35) in die Wasch- und Siebanlagen (C und G). In der Anlage (C) wurde der Rohkies in einer Unterwasser-Waschmaschine (8) gewaschen und in die Gruppen 0/7, 7/15 und 15/50 mm zerlegt, während die Anlage (G) als Doppelanlage mit Schwingsieben (36 bis 39) ausgestattet war, auf welchen der Kies auf Wasserdüsen kräftig abgebraust wurde. Dieses Reinigungsverfahren bewährte sich bei dem wenig verschmutzten Rohkies sehr gut.

Die Anlage (C) enthielt ferner eine Sandrückgewinnungsanlage (10), um den in der Waschmaschine ausgewaschenen Feinsand 0/3 mm nicht zu verlieren. Dieser Feinsand wurde über einen Zwischensilo auf Lastkraftwagen verladen und zum Vorratslager (H) verfahren. Die Anlage (G) dagegen war mit zwei Sandschnecken (40 und 41) ausgestattet, die von dem gesamten Durchgang durch die beiden Rüttelsiebe mit 7 mm Maschenweite (36 und 37) durchlaufen wurden.

Die drei in den Aufbereitungen (C bzw. G) gewonnenen Kornstufen liefen über schräg ansteigende Förderbandstraßen (25/42 bzw. 24/43 bzw. 23/44) auf die durch Zwischenwände getrennte Haufen (H). Während der Zwischenlagerung auf dieser drainierten Grundfläche gaben die Zuschlagstoffe einen großen Teil ihres Wassers ab, ehe sie mittels zwei Greifbaggers in das Vorratslager (K) über dem Abmaß- und Entnahmestellen umgesetzt wurden.

- 1 Stoßaufgeber
- 2 Förderband
- 3 Schwingsieb
- 4 Feinsteinbrecher
- 5 Schwingsieb
- 6 Walzenmühle
- 7 Förderband
- 8 Waschmaschine
- 9 Zweistufiges Schwingsieb
- 10 Sandrückgewinnung
- 11 Förderband
- 12 Zementsilo
- 17 u. 18 Förderbänder
- 19 Zementbecherwerk
- 20 Zementabmeßsilo
- 21 Aufgabetrichter
- 22 2 Freifallmischer
- 23 bis 25 Förderbänder
- 26 u. 27 Aufgabetrichter mit Stoßaufgeber
- 28 Förderband
- 29 Schwingsieb
- 30 Feinsteinbrecher
- 31 Schwingsieb
- 32 Walzenmühle
- 33 Schwingsieb
- 34 Hammerbrecher
- 35 Förderband
- 36 bis 39 Schwingsiebe
- 40 u. 41 Sandschnecken
- 42 bis 44 Förderbänder
- 45 u. 46 Raupengreifbagger
- 47 Förderband
- 48 bis 60 Stoß- und Teller aufgeber
- 61 Förderband
- 62 u. 63 Becherwerke
- 64 bis 67 Zementsilos
- 68 u. 69 Zementverteilerschnecken
- 70 Zementsilo
- 71 Zementabmeßschnecken
- 72 Durchlaufmischer
- 73 Förderband
- 74 Zementladebunker
- 77 Förderband
- 78 bis 81 Trockenbeton-Silos
- 82 bis 85 4 Freifallmischer



Im Stollen wurden die vier Kornstufen nach Laummaß abgezogen und das richtig zusammengesetzte Korngemisch über eine Bandstraße (7/61/73) zur eigentlichen Betonfabrik (M u. N) befördert. Die Korngrößen unter 7 mm wurden durch 4 Teller aufgeber, die größeren Sorten mit 8 Stoßaufgebern abgemessen (48 bis 60).

An der Trockenmischstation (M) wurde das fertige Gemisch der Betonzuschlagstoffe mit dem Zement aus der Anlage (L) in zwei Held-tetigmischern (72) in kontinuierlichem Arbeitsgang trocken vorgemischt.

Das Trockengemisch gelangte über ein abgedecktes Förderband (73) zu die Mischanlage (N), die mit vier Freifallmischern (82 bis 85) von 1500 l Trommelinhalt ausgerüstet war. Für deren Beschickung waren darüber vier Zwischensilos (78 bis 81) von je 10 m³ Fassungsvermögen angebracht, auf welche das Trockengut durch ein verkehrbares und umkehrbares Förderband (77) verteilt wurde.

Durch die trockene Vormischung der Betonbaustoffe in der Anlage (M) wurde, wie auf dem Flugplatz Wahn, eine Abkürzung der Reifezeit in den Freifallmischern und damit eine Leistungssteigerung erreicht.

Der fertig gemischte Beton wurde auf den Lastkraftwagen mit weitgeteilten Pritschen zur Einbaustelle gebracht. Wie Bild 9 zeigt, waren die vier Mischmaschinen im Grundriß so angeordnet, daß unter jeder ein Fahrzeug stehen konnte, ohne daß sie sich gegenseitig behinderten.

Bild 9. Bremgarten: Grundriß der Kiesaufbereitung und Betonfabrik

Die Zementbewirtschaftung (L) war genau nach dem Vorbild der Tevereiner Heide (Bild 5 u. 6) aufgebaut. Es waren ebenfalls vier Zementsilos (64 bis 67) von je 200 t Inhalt aufgestellt, die mit dem losen Zement über den Tiefbunker und zwei Becherwerke (62 und 63) beschickt wurden. Aus dem zwischengeschalteten Abmeßsilo (70) mit 10 t Inhalt wurde der Zement durch zwei Zementabmeßgeräte mit je zwei Meßschnecken (71) im vorgeschriebenen Mengenverhältnis in die Trockenvormischer (72) aufgegeben.

Von der Kiesaufbereitungsanlage (C) aus konnte eine zweite Betonmischanlage (D) unmittelbar beschickt werden, die mit zwei Freifallmischern (22) mit je 1500 l Inhalt ausgestattet war. Diese Mischanlage bildete zunächst die Reserveanlage für (N); während der Restarbeiten blieb sie allein in Betrieb, nachdem die Hauptanlage schon abgebaut worden war, um auf anderen Baustellen wieder verwendet zu werden.

5.6 Laarbruch

Die grundlegende Neuerung in der Betonfabrik auf dem Flugplatz Laarbruch lag in der meines Wissens erstmaligen Verwendung sogenannter Betoniertürme für solche Bauaufgaben (Bild 10).

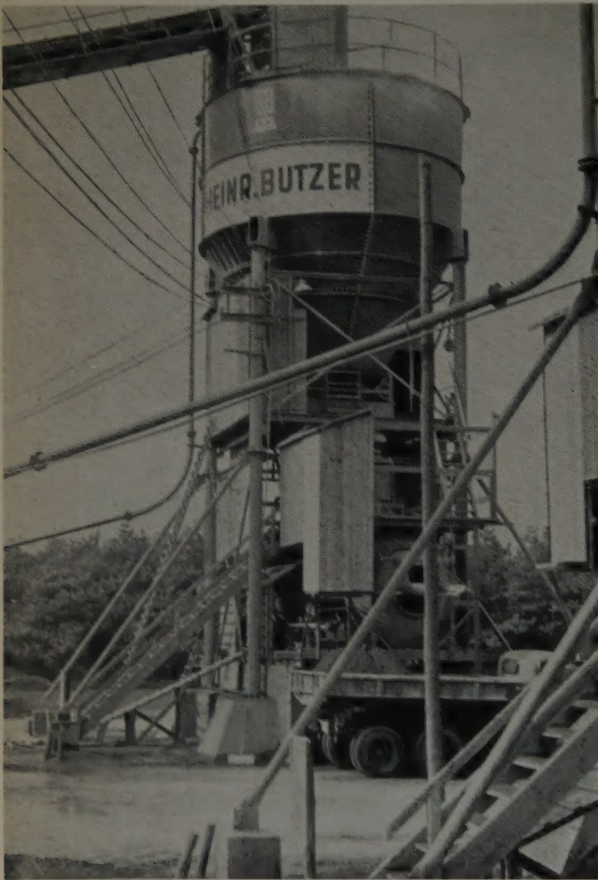


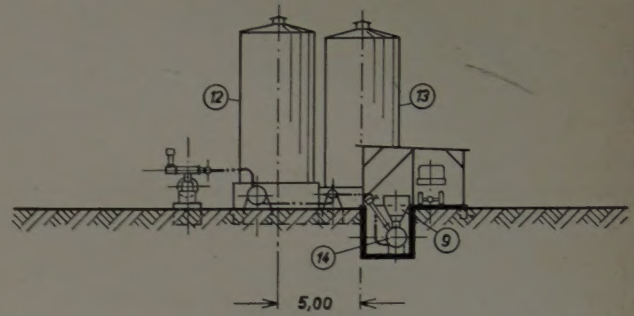
Bild 10. Laarbruch: Betonierturm Bauart Butzer

Diese Betoniertürme — angeregt durch die bekannten amerikanischen Johnson-Türme — vereinigen (Bild 11 und 12) ein beschränktes Vorratslager (15) an Betonbaustoffen mit einer vollautomatischen Abwiegeeinrichtung (Chargenwaage) (16) und den darunter angeordneten zwei Betonmischern (17) von je 1500 l Trommelinhalt. Der Turm wird von oben mit den einzelnen Zuschlagstoffsarten und dem losen Zement in seinen 4 Kieszellen und 1 Zementbehälter beschickt, und unten verläßt das fertige Betongemisch die Mischmaschinen. Die Konstruktion dieser Türme wurde von der Bauunternehmung Heinrich Butzer entwickelt und in eigener Werkstätte ausgeführt. Das Gerät hat nach einigen unvermeidlichen Anlaufschwierigkeiten während der ganzen Bauzeit einwandfrei gearbeitet.

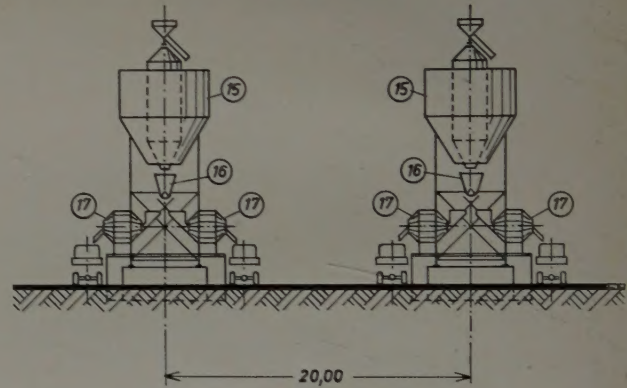
Für den Flugplatz Laarbruch wurden sämtliche Zuschlagstoffe in den vier Korngrößen 0/3, 3/7, 7/15 und 15/30 mm von einer

Kiesbaggerei-Gesellschaft bezogen, die das Material in einer Seitenablagerung des Niederrheins aus dem Wasser baggerte, wusch und siebte und in Lastkraftwagen anlieferte.

Die Betonfabrik (Bild 11 und 12) war so angelegt, daß die Zuschlagstoffe entweder aus den Fahrzeugen über einen einfachen Zwischentrichter (1) unmittelbar in die Betoniertürme aufgegeben werden konnten, oder aber, daß sie in einem Ausgleichsvorratslager (2) zwischengelagert wurden. Dieses Zwischenlager war als ringförmiger Graben ausgebildet, dessen Wände und Sohle zur Vermeidung



Schnitt G-H



Schnitt M-N

Bild 12. Laarbruch: Schnitte durch Kieszwischenlager und Betonfabrik

von Verunreinigungen mit einer Betonschale versehen waren und die durch einige Zwischenwände unterteilt war (s. Bild 13). Das Zwischenlager faßte 5000 m³. Auf der Insel, innerhalb des Grabens, standen zwei Umschlagbagger (3 und 4), die mittels Eimerseileinrichtung die

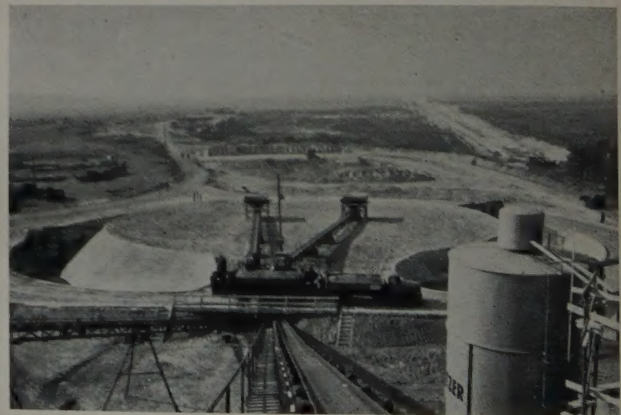


Bild 13. Laarbruch: Kieszwischenlager

einzelnen Zuschlagstoffsarten auf die Förderbandstraßen (5/6) und (7/8) umschlugen.

Im Betrieb stellte sich heraus, daß die Korngrößen 0/3 und 3/7 mm trotz des etwa 12 km weiten Transportes über zum Teil schlecht gepflasterten Straßen noch mehr Wasser enthielten, als überhaupt zum Anmachen

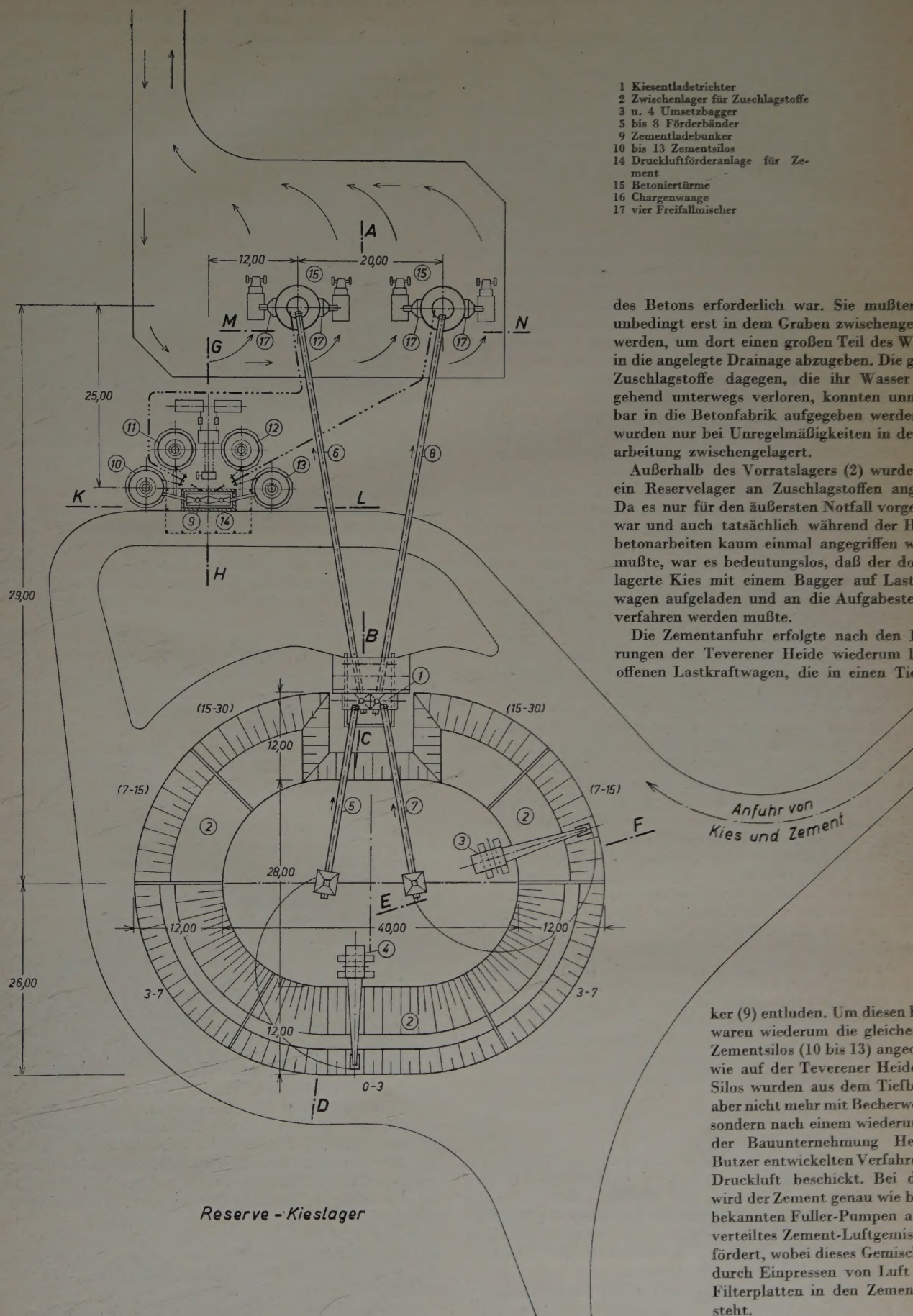


Bild 11. Laarbruch: Grundriß des Kieszwischenlagers und der Betonfabrik

den Siloböden aufgelockerte Zement wieder in den Tiefbunker zurück und von dort in die Kammern der Druckluftförderanlage (14), von wo er durch 125 mm weite Stahlrohre den Zementsilos der beiden Betoniertürme zugeführt wurde.

Auch diese Anlage hat sich nach Überwindung einiger Anfangsschwierigkeiten als betriebssicher und wirtschaftlich erwiesen.

Diese neueste Form der Betonfabrik zeichnet sich durch Übersichtlichkeit (s. Bild 11) und hohe Leistungsfähigkeit aus.

Mit den beiden Betoniertürmen, d. h. mit vier Betonmischern von 1500 l Inhalt, wurden bei durchgehendem Betrieb in 24 Stunden als Durchschnittsleistung durch große Zeiträume 1650 m³ und als Spitzenleistung 2048 m³ Beton geliefert.

5.7 Zusammenfassung

Wenn man die im vorstehenden beschriebenen Anlagen noch einmal überschaut, so sind zunächst zwei wesentliche Gruppen zu unterscheiden: diejenige mit einer örtlichen Aufbereitungsanlage der Zuschlagstoffe und die ohne eine solche bei Verwendung verarbeitungsfähig angelieferter Zuschlagstoffe. Welche der beiden Möglichkeiten im Einzelfall zu wählen ist, hängt davon ab, ob in unmittelbarer Nähe der Baustelle geeignete Kiesvorkommen aufgeschlossen werden können und welchen Weg dann eine vergleichende Kostenermittlung als den wirtschaftlicheren erkennen läßt.

In jedem Falle wird die Baustelleneinrichtung bei Bezug von fertigen Zuschlagstoffen wesentlich einfacher und gestattet infolge der kürzeren Montagezeit einen früheren Betonierbeginn, falls es der Stand der Vorarbeiten zuläßt.

In der Mehrzahl der erläuterten sechs Bauausführungen wurden die Baustoffe nach Raummaß zugegeben. Die Ausführung Riem stand gewissermaßen zwischen beiden Möglichkeiten: die Zuschlagstoffe wurden nach Raummaß beigegeben, der Zement dagegen sackweise, also nach Gewicht. Der französische Bauherr in Metz verwendete eine Chargierwaage. Darauf folgten drei Baustellen mit raummäßiger Zuteilung, und der neueste Flugplatz Laarbruch brachte mit dem Einsatz der modernsten Einrichtung, des Betonierturmes, den endgültigen Übergang zur Gewichtszugabe. Die Erfahrungen der sechs Flugplätze berechtigen nicht dazu, die Raumabmessung abzulehnen, haben vielmehr bestätigt, daß mit jedem der beiden Verfahren einwandfreier Beton hergestellt werden kann, wenn die Anlagen zweckmäßig eingerichtet und sorgfältig bedient werden.

Beim Vergleich der verschiedenen Ausführungen ergibt sich, daß in den drei Fällen, in denen Zuschlagstoffe und Bindemittel nach Raummaß zusammengesetzt wurden, trocken vorgemischt wurde, in den anderen Fällen dagegen nicht. Bedingt ist die trockene Vormischung nach der raummäßigen Zuteilung jedoch nur dann, wenn diese durch kontinuierlich arbeitende Abmeßvorrichtungen, wie Stoßaufgeber für Kies oder Meßschnecken für Bindemittel, erfolgt, da mit diesen Einrichtungen keine Chargenmischer beschickt werden können. Durch die trockene Vormischung kann im übrigen die Mischzeit für die Naßmischung abgekürzt und die Leistung einer Betonfabrik gesteigert werden; darin liegt dann ein wirtschaftlicher Vorteil. In Wahn und Bremgarten wurde diese Steigerung der Leistungsfähigkeit der Anlage ausgenützt.

Bei dem Betonierturm in Laarbruch waren solche Maßnahmen nicht notwendig, da die Vereinigung von Vorratslager, chargenmäßiger Abwiegung und Naßmischanlage in einem stetigen, von oben nach unten fortschreitenden Arbeitsgang und der Anschluß von 2 bis 4 Mischmaschinen von je 1500 l Trommelinhalt eine sehr hohe Leistung bringt. Tatsächlich sind auch die Durchschnitts- wie die Spitzenleistungen mit dieser Anlage die höchsten.

6. Betoneinbau

6.1 München-Riem

Hier wurde der Beton noch ähnlich wie bei den Autobahnen eingebaut. Die Schalungsschienen, auf welchen die Einbaugeräte liefen, ruhten auf Magerbetonschwellen, die allerdings nicht unter die Deckenplatte greifen durften und vor dem Betonieren des Nachbarfeldes wieder entfernt werden mußten. Das trockene Mischgut wurde vom Lastkraftwagen in den Aufzugkasten eines Brückenmischers gekippt und in diesem naß gemischt.

Die 30 bis 38 cm dicken Decken wurden nur anfangs dreilagig, überwiegend zweilagig ausgeführt. Ursprünglich wurde der Unterbeton (mindestens 23 cm dick) mit dem Dingler-Hammerfertiger in zwei gleich dicken Schichten verdichtet. Da dies sehr aufwendig und

zeitraubend war und an den Querschnitten noch besondere Schwierigkeiten entstanden, wurde auf Vorschlag der Firma Heinrich Butzer ein neues Verfahren entwickelt, bei dem der Unterbeton in einer Lage mit Hochfrequenz-Innenrüttlern verdichtet wurde. Die Rüttler waren in Abständen von etwa 60 cm auf einer Arbeitsbühne fest aufgebaut, die zwischen Verteilerwagen und Deckenfertiger lief (s. Bild 14). Die Verdichtung des Oberbetons und der Deckenschluß wurden mit einem Vögele-Hochfrequenz-Fertiger ausgeführt.



Bild 14. München-Riem: Verdichtung des Unterbetons mit Innenrüttlern

6.2 Metz-Frescaty

Gegenüber Riem war hier der wesentliche Unterschied, daß die 22 bis 25 cm dicke Decke einschichtig hergestellt wurde. Dafür wurde ein neuer Hochfrequenz-Fertiger der Allgemeinen Baumaschinen-Gesellschaft (ABG) eingesetzt, der einen Fortschritt in der Verdichtungsleistung bedeutete. Soweit noch Vögele-Hochfrequenz-Verdichter benutzt wurden, wurde der Beton mit Innenrüttlern, wie in Riem, vorverdichtet.

An dieser Stelle sei noch erwähnt, daß die Bauunternehmung Heinrich Butzer das Gerät für die Innenrüttlung des Betons gelegentlich der Betonierung der Autobahndecke auf der Strecke Wolzach-Regensburg im Jahre 1953 dahin weiterentwickelt hat, daß eine Gruppe von sechs Innenrüttlern entsprechend der halben Fahrbahnbreite von 3,75 m mit festen Führungen auf einem Rahmen aufmontiert wurde, der seinerseits wiederum auf einer fahrbaren Brücke von 7,50 m Breite quer zur Fahrbahn verschoben werden konnte, um eine halbe Bahn nach der anderen zu verdichten.

6.3 Teverener Heide

In den langgestreckten Baufeldern der Startbahn und der beiden Perimeter wurden Brückenmischer eingesetzt. Bei den Abstellplätzen und sonstigen Nebenanlagen verzichtete man wegen der häufigen kostspieligen Umsetzarbeiten auf Brückenmischer; der Beton wurde einbaufertig von der Betonfabrik mit Lastkraftwagen angeliefert. Hier ergab sich nun eine neue Aufgabe in dem Um-schlag des Betons aus dem Lastkraftwagen in die üblichen Verteilerwagen, die nur für die Beschickung von Brückenmischern aus eingerichtet sind. Zu diesem Zweck hat die Firma Heinrich Butzer Verteilerbrücken konstruiert, unter welche der Verteilerwagen fährt, um beladen zu werden. Die Verteilerbrücke hat einen seitlichen Beschickungsaufzug wie der Brückenmischer; sein flach gebaute Kasten gestattet das unmittelbare Überkippen des Betons aus dem Lastkraftwagen. Der Kasten wird dann hochgezogen, bis er über dem Verteilerwagenkasten steht.

Die Verteilerbrücke ist zwar ortsfest, aber so eingerichtet, daß sie sich mit Spindeln auf den daruntergefahrenen Verteilerwagen abstützen kann. Auf diese Weise kann die Brücke angehoben und mit dem Verteilerwagen so umgesetzt werden, daß dieser keinen größeren Weg als 30 bis 40 m zurückzulegen hat. Diese Einrichtung hat sich so gut bewährt, daß sie auf allen folgenden Flugplätzen beibehalten wurde.

Wo mit Rücksicht auf die Fugenteilung nur 3,75 m breite Bahnen mit den schmalen Deckenfertigern herzustellen waren, wurde der Beton unmittelbar in das Planum gekippt und im Handbetrieb verteilt.

Nach den günstigen Erfahrungen, die hier mit dem Verfahren einbaufertigen Betons gemacht worden waren, wurden auf den folgenden Flugplätzen nirgends mehr Brückenmischer eingesetzt.

4 Köln-Wahn

Die Decken wurden in gleicher Weise wie in Tevereiner Heide angebaut.

5 Bremgarten

Hier wurde vom Bauherrn das Verlegen der Schalungsschienen auf Magerbetonschwellen abgelehnt. Statt dessen wurde der geschasene Boden oder die Frostschutzschicht in dem Streifen unter den Schalungsschienen ähnlich wie das Deckenplanum mit Rüttellatten verdichtet. Darauf wurden die Schalungsschienen ohne besondere Unterlage verlegt. Eingeschlagene eiserne Dorne sicherten gegen Seitenverschiebungen. Nachdem sich die Arbeitergruppe darauf eingearbeitet hatte, gab es bei dieser Arbeitsweise keine Schwierigkeiten; die Ebenheit der Decke erlitt keine Einbuße. Dieses Verfahren, das Gewähr für eine wirklich einheitliche Auflagerung der Platten auf ihrer ganzen Fläche bietet, wurde auch in Laarbruch beibehalten und dürfte heute wohl allgemein angewendet werden.

6 Laarbruch

Auf dieser Baustelle wurden schließlich die Schalungsschienen selbst noch verbessert. Bisher war es üblich, die Schalungsträger mit den darauf befestigten Laufschienen in etwa 3,50 m Abstand mit Laschen zu stoßen. An den Stößen nutzten sich die Schalungsschienen am stärksten ab und biegen sich auch mit der Zeit durch. Ein Nachteil ist sehr kostspielig. Die Bauunternehmung Heinrich Butzer hat deshalb die fest mit dem Träger verschweißten Laufschienen abgenommen und verwendet nunmehr die 3,50 m langen I-Träger nur noch als Trag- und Schalkörper, auf welchen durchgehende Schienen von 18 kg/m Gewicht und 9 bis 12 m Länge mit einfachen, leicht lösbaren Verbindungen verlegt werden. Dadurch wird die Zahl der Laufschienenstöße etwa auf ein Drittel herabgesetzt, und da die Stöße nicht mehr schweben, sondern auf der Trägerunterlage ruhen, wird am Übergang die Ebenheit der Decke nicht gestört.

7 Umsetzen der Einbaugeräte

Beim Betonieren von Abstellplätzen mit ihren vielen „Fingern“ müssen die Einbaugeräte sehr oft umgesetzt werden. Wenn man häufig arbeiten und das Gerät mit der dazugehörigen Arbeiterkolonne stetig beschäftigen will, ist ein leicht beweglicher Kran, wie ihn Bild 15 zeigt, unentbehrlich. Er vermag auch einen Deckenfertiger mit 7,50 m Arbeitsbreite — nach dem Wegfall der Brückennischer das schwerste Gerät — frei aufgehängt zu transportieren.



Bild 15. Fahrbarer Kran zum Umsetzen der Einbaugeräte

8. Besonderheiten bei Winterarbeit

Auf dem Flugplatz Wahn wurden die Betonarbeiten in zwei zeitlich getrennten Abschnitten, und zwar vom Dezember 1951 bis Mai 1952 und vom Oktober 1952 bis April 1953 durchgeführt. Im zweiten Abschnitt wurde vom Bauherrn verlangt, daß auch bei hartem Frost weitergearbeitet werde; die Mehraufwendungen wurden besonders vergütet.

Im ersten Abschnitt war der Winter überraschend milde, so daß man sich darauf beschränken konnte, an insgesamt etwa zehn Arbeitstagen die Betonarbeiten stillzulegen. Im übrigen genügte es, den frischen Beton gegen Nachfröste bis -5°C zu schützen. Zu diesem Zwecke wurden die am Tage betonierten Streifen in der ersten Nacht mit Schutzdächern und daraufgelegten, dicht an das

Planum anschließenden Strohmatte abgedeckt und unter den Dächern noch Koks Körbe aufgehängt. Mit diesen einfachen Mitteln gelang es in dem milden Winter, Frostschäden zu vermeiden.

Im zweiten Abschnitt wurden die Betonmischanlage und das Zubringerförderband für die Zuschlagstoffe dicht verschalt und diese Räume durch Warmluftgebläse, die der Bauherr zur Verfügung stellte, geheizt. Es wurde auch versucht, den Kies vorzuwärmen, indem Warmluft von unten durch den Kiesbunker geblasen wurde. Dies brachte jedoch keinen rechten Erfolg. Im übrigen wurde das Wasser vorgewärmt und der Betonmischung teilweise Calciumchlorid zugesetzt. Der frisch eingebrachte Beton wurde dann wie im ersten Abschnitt abgedeckt; statt Erwärmung mit Koksöfen wurde hier ständig Warmluft unter die Schutzdächer eingeblasen.

Mit diesen Maßnahmen wurde bis zu Außentemperaturen von -9°C betoniert, und es hätten sich keine Schäden am Beton gezeigt, wenn er in der üblichen Weise zwischen Schalungen in nicht zu dünne Bauglieder eingebracht worden wäre. Aber bei den Flugplatzbauten muß der Beton als 20 cm dicke Platte auf dem gefrorenen Boden ausgebreitet werden und ist von unten und oben her starker Abkühlung unterworfen. Dieser Umstand hat sich schädlich ausgewirkt.

Im Laufe des Winters drang der Frost bis zu 40 cm unter das Planum in den Boden ein. Bei geringeren Frosttiefen hat man das Planum mit Calciumchlorid bestreut und damit ein Auftauen des Bodens bis in 10 cm Tiefe erreicht. Dieses Verfahren kann aber nur als Notbehelf in besonderen Fällen angesehen werden.

War der Boden auf größere Tiefe gefroren, so wurde er möglichst kurz vor dem Einbringen des Betons mit Löffelbaggern ausgehoben und durch frostfreien Kies ersetzt. Auch diese Arbeitsweise hat nicht befriedigt. Das kann nicht überraschen; denn mit allen diesen Mitteln wird nur die unmittelbare Unterlage der Betondecke aufgetaut oder ausgewechselt, während die Umgebung gefroren bleibt und ihre Kälte an den frischen Beton abgibt.

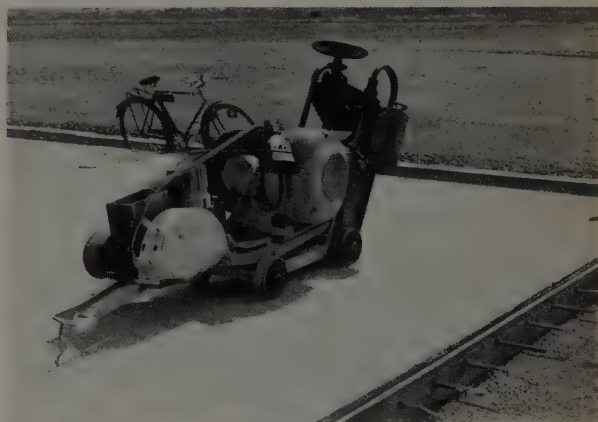


Bild 16. Fugenschneidergerät Bauart Butzer

8. Fugenherstellung

Die Raumfugen wurden auf den ersten fünf der genannten Flugplätze noch mit Wieland-Fugeneisen hergestellt. Erst in Laarbruch gelang es nach mannigfachen Versuchen, ein verbessertes Verfahren anzuwenden, bei dem der zu vergießende Spalt mit der Korundscheibe aus dem erhärteten Beton ausgeschnitten wird. Ähnliche ältere Verfahren krankten immer daran, daß der Schnittkanal die untere Fugenbretteinlage dann nicht genau traf, wenn diese sich beim Einsetzen, beim Einbringen des Betons oder Verdichten des Deckenbetons warf, so daß sie nicht mehr geradlinig verlief. Die unvermeidliche Folge davon sind Kantenabbrüche. Dieser Mangel wird jetzt vermieden, indem auf die Fugeneinlage ein steifer Hohlkörper so aufgesetzt wird, daß er unverschieblich darauf reitet, aber, nachdem der Beton beiderseits längs der Fugeneinlage mit Rüttelplatten verdichtet ist, nach oben herausgehoben werden kann. Zu diesem Zeitpunkt kann das Fugenbrett nicht mehr aus seiner geraden Lage verschoben werden. Wenn also nun an beiden Plattenrändern die genaue Lage der Einlage angezeichnet wird, kann der Deckenfertiger über die Fuge hinweg arbeiten und die Vergußrinne längs der festgehaltenen Lage des Fugenbrettes aus dem erhärteten Beton ausgefräst werden. Die Erfahrung hat gezeigt, daß bei sorgfältiger Arbeit mit diesem Verfahren die oben geschilderten Mängel vermieden werden.

Die Scheinfugen wurden zum erstenmal auf dem Flugplatz Metz-Frescaty mit von der Bauunternehmung Heinrich Butzer selbstgebauten Schneidgeräten (s. Bild 16) geschnitten. Sie hat die Geräte seitdem im eigenen Betrieb ständig weiterentwickelt und kein anderes Verfahren mehr angewandt.

Das Einschneiden der Fugen stellt heute das technisch beste Verfahren dar, wofür angemessene Mehrkosten in Kauf genommen werden können.

9. Schlußbetrachtung

In der Tafel I sind die wesentlichen Merkmale der beschriebenen

Bauausführungen auf Flugplätzen während der letzten sechs Jahre zusammengestellt.

Dieser Bericht über Arbeitsweisen, Entwicklungen und Erfahrungen eines beschränkten Firmenkreises dürfte ziemlich allgemein den heutigen Stand des Betondeckenbaues auf Flugplätzen in Deutschland darstellen. Wie die Technik der Flugplatzbauten sich aus dem Bau der Reichsautobahnen entwickelt hat, so darf jetzt am Beginn eines neuen Abschnittes des Betonstraßenbaues auf Autobahnen und Landstraßen eine stärkere Beeinflussung dieser Ausführungen durch die Erfahrungen des Flugplatzbaues erwartet werden.

Freitragendes hölzernes Lehrgerüst für 101 m Bogenspannweite

Von Dr.-Ing. habil. Wolfgang Herberg, Privatdozent an der Techn. Hochschule Karlsruhe

DK 69.057.5.011.1 Schalungen für Bauwerke in Beton aus Holz

1. Allgemeines

Im Zuge der neuen Autostraße Genua—Savona, die hoch über der Meeresküste entlang führt, sind zahlreiche Bogen- und Balkenbrücken im Bau. Bei Varazze wird von der Firma Mario Rubatto, Turin, eine Stahlbetonbogenbrücke von 101 m Spannweite und rund 30 m Pfeilhöhe über den Rio Arzocco errichtet, die auf einem freitragenden hölzernen Lehrgerüst Bauart Cruciani betoniert wird.

Der Lehrgerüstbau System Cruciani ist ein Fertigteilbau, bei dem Gurte aus Bohlen mit Diagonalstücken zu Fachwerken zusammengesetzt und mit Hilfe von Doppelzugstangen, ϕ 12 mm, mit Schrau-

benmuffen zusammengepreßt werden (Bild 1 und 2). Die Einzelteile sind also durch Reibung verbunden und die Diagonalen auf Druck vorgespannt. Alle Teile des Lehrgerüsts sind wiedergewinnbar und

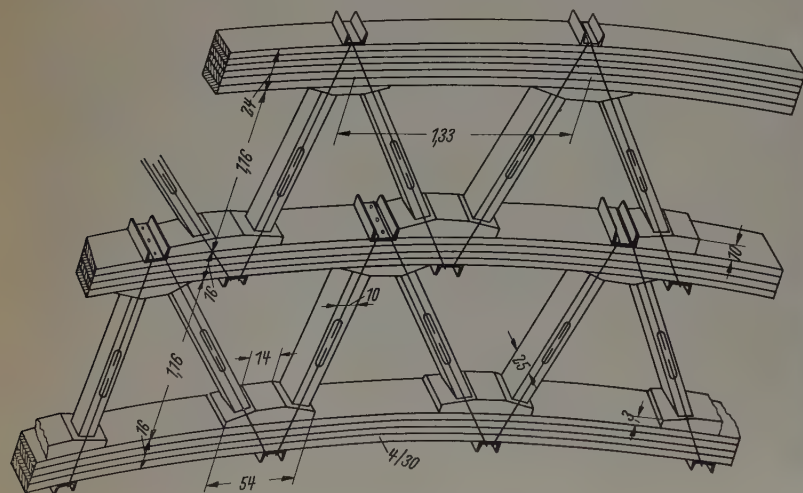
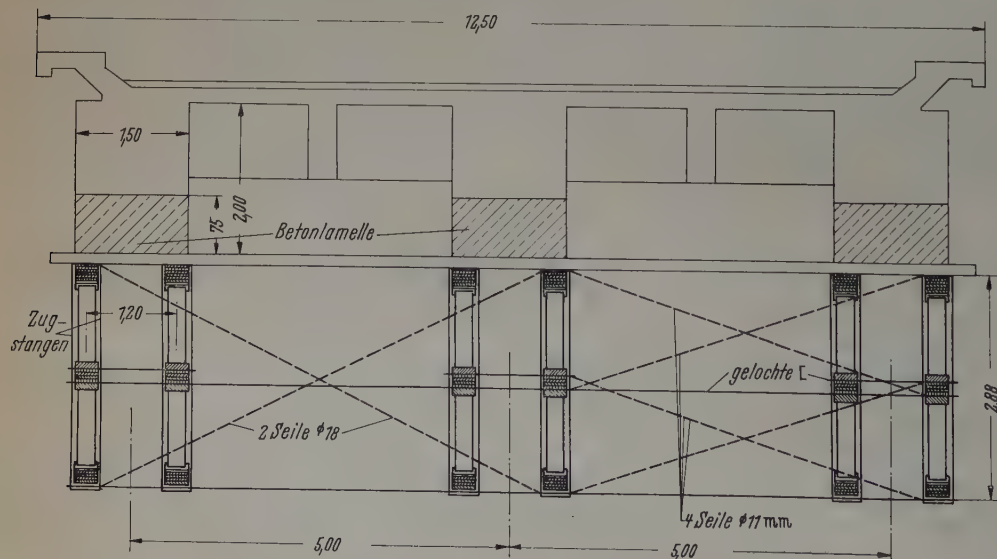


Bild 1. Ansicht in Scheitelnähe



Bild 2. Obergurt und Mittelgurt in Scheitelnähe



wiederverwendbar. Die Gurthohlen sind 4 m lang, 30 cm breit und 3 und 4 cm dick. Ihre Stöße werden gegeneinander versetzt. Die Diagonalen haben die einheitliche Länge von 1,10 m und einen Querschnitt von 10/25 cm. Sie sitzen auf Doppelkeilen von 54 cm Länge und 10 cm Höhe. Die Bohlen sind Nadelholz, die Diagonalstücke und Doppelkeile Pappelholz.

Als Systeme werden verwendet für kleine Spannweiten gekrümmte, aus mehreren Bohlenlagen zusammengesetzte Gurtungen, für mittlere Spannweiten zweigurtige Fachwerkbögen, für große Spannweiten dreigurtige Fachwerkbögen. Dieser Lehr-

Bild 3. Querschnitt in Scheitelnähe

erüst-Fertigteilbau wurde von Dr. Eusebio Cruciani, Rom, entwickelt und patentiert, die rechnerischen Nachweise sind von Dr.-Ing. Frido Cruciani gegeben worden. [1]

Konstruktion

Das in Varazze verwendete Lehrgerüst ist ein dreigurtiger Fachwerkbogen von 8,88 m Scheitelhöhe. Im Querschnitt sind unter jeder der drei Tippen der Stahlbetonbrücke zwei Binder angeordnet (Bild 3). Jeder Lehrgerüstbinder hat im Scheitel einen 24 cm dicken oberen Gurt und einen Mittel- und Untergurt von 16 cm Dicke. Die Diagonalenpaare auf ihren Doppelkeilen haben 33 m Abstand. An ihnen laufen die in U-Eisen um die Gurte gelegten Doppel-Zuganker entlang. Dazwischen sind eine weiteren Klemmen für die Bohlenlagen der Gurte vorhanden. Am Bogenkämpfer sind der Obergurt 32 cm, der Mittelgurt 16 cm und der Untergurt 48 cm dick.

Als Querversteifungen sind am Mittel- und Untergurt quer zu den Bindern gelochte U-Stähle in 6-m-Abständen angeordnet. Zwischen den benachbarten Steifen eines Gurtes sind Seile diagonal gespannt (Bild 4). Sie haben am Untergurt 18 mm, am Mittelgurt 21 mm Durchmesser. Weitere Drahtseile verspannen die Binder gegenseitig in radialen Ebenen, und zwar 4 Seile ϕ 11 mm bzw. 2 Seile ϕ 18 mm (Bild 3). Für das fertige Gerüst wurde aus den Windkräften und der Seitensteifigkeit errechnet, daß Windversteifungen durch Drahtseile alle 13 m auf Grundrißlänge vorhanden sein müssen. Daher wurden auf jeder Seite von 3 bis zu 50 m weit entfernten Betonblöcken je 7 Seile ϕ 11 mm zum Obergurt des Gerüsts geführt.

Zusammenbau und Aufstellung

Die unteren Teile der Binder, bestehend aus unterem und mittlerem Gurt, verbunden durch Diagonalen und Zugstangen, wurden als Bogenhälften an einer Lehre am Boden liegend bis zu 6 Stück übereinander zusammengesetzt (Bild 5). Ein solches Binderteil hatte



Bild 5. Herstellung der Bogenhälften

mit 7,5 t Gewicht. Zur Aufstellung des Gerüsts wurde über zwei hohe, hinter den Kämpfern aufgerichtete gespannte Rohr-

maste ein Trageil von 42 mm ϕ gelegt, an dem für jede Bogenhälfte 5 Seilrollen befestigt waren. Es wurde jeweils ein Halbbinder angehoben, in lotrechte Lage gedreht und aufgezogen (Bild 6).



Bild 6. Aufziehen der ersten Halbbinder

Beide Hälften eines Bogenbinders wurden sodann im Scheitel ohne Zwischenlage aneinandergesetzt und mit Hilfe von senkrechten und waagerechten Zug-

stangen biegefest miteinander verbunden (Bild 7). Schließlich wurden die Binder untereinander quer ausgesteift. Nunmehr folgte am Ort der Aufbau der oberen Bogenteile, indem Doppelkeile, Diagonalstücke und Bohlenlagen aufgestellt und durch Zuganker verbunden wurden (Bild 8). Die Stoßfugen der Gurtbohlen waren bei der sommerlichen Hitze z. T. recht klaffend. Der Versuch, sie mit Mörtel zu füllen, hatte nicht immer vollen Erfolg. Bild 9 zeigt das fertige Gerüst, das einen außerordentlich kühnen Eindruck macht.



Bild 7. Ausbildung des Scheitels

4. Baustoffmengen

Für das Lehrgerüst waren erforderlich:

- 160 m³ Bohlenholz,
- 75 m³ Holz für Diagonalen und Doppelkeile,
- 47 t Kleisenzeug,
- 9,5 t Drahtseile zum Verspannen.

Zum Errichten des Gerüsts wurden rd. 8000 Arbeitsstunden benötigt, wozu noch 1600 Stunden für Aufstellen der Maste und des Trageiles kamen.

Bezieht man die Holzmenge auf den Raum aus Bogenunterfläche und Taltiefe, so erhält man nur 0,9% des überbauten Raumes. Dieser Wert ist gegen jene für Ständergerüste von Bogenbrücken sehr klein (z. B. Rohrbachbrücke 9%, Teufelstalbrücke 3,6%).

5. Zusammenfassung

Die Lehrgerüstbauart Cruciani hat an der Rio-Arzocco-Brücke bei Varazze ihre bisher größte Anwendung gefunden. Sie vereint die Vorteile der freitragenden Gerüste mit denen der Fertigteilbauweise.

Ihre Vorteile sind:

1. Holzeinsparung durch freitragende Bauart.
2. Vollständige Wiedergewinnung und Wiederverwendbarkeit des eingebauten Holzes durch Aufteilung in nur drei Fertigteilelemente: Bohlen, Diagonalstücke und Doppelkeile.
3. Leichter Transport der erforderlichen Hölzer zur Baustelle bei nur 4 m größter Bohlenlänge.

4. Erfordernis nur weniger Facharbeiter zum Zusammenbau.
5. Leichter Zusammenbau der einzelnen Binder oder Halbbinder im liegenden Zustand am Boden.



Bild 8. Herstellung des Obergurts am Ort



Bild 9. Das fertige Lehrgerüst

6. Erfordernis nur leichter Hebezeuge in Form eines abgespannten Tragseiles mit Seilrollen für nur 1,5 t Tragkraft. Stete Wiederverwendung dieser Einrichtung.

In allem ist das Lehrgerüst von Varazze ein bemerkenswertes Bauwerk, das in Konstruktionsgedanken und Ausführung die Aufmerksamkeit und Anerkennung der Bauingenieure verdient.

6. Schlußwort

Der Querschnitt der Bogenbrücke zeigt 3 kräftige Rippen, die am Scheitel die Abmessungen 2,00/1,50 m, am Kämpfer 3,50/1,50 m haben (Bild 3). Von diesen Rippen wurde zunächst je eine Schicht von 75 cm Höhe am Scheitel bis zu 1,03 m am Kämpfer in 17 Teilstücken auf das Lehrgerüst aufgebracht. Betoniert wurde mit einem Kabelkran, dessen Türme auf den bereits bis zu den Bogenkämpfern fertigen Fahrbahntafeln der Zufahrtsbrücken standen. Diese erste Betonschicht wurde Ende September 1955 geschlossen. Für sie war

eine Durchbiegung des Gerüsts zwischen 4,1 und 6,7 cm errechnet worden. Die gemessene Durchbiegung betrug 6,1 cm. Die weiteren Bogen Teile wurden im letzten Jahresviertel 1955 betoniert.

Schrifttum:

[1] Basi teorico — pratiche della Centina Cruciani, Rivista Costruzioni Nr. 13, Jan./Febr. 1954.

Ein neues Verfahren der Trägerrostberechnung

Von Dipl.-Ing. Wolfhard Klemp, Hamburg

DK 624.023.73.74:624.04 Balkenrost: Statik

Vorbemerkung: Die vorliegende Abhandlung geht zurück auf eine Gastvorlesung von Prof. Dr. Eng. J. C. de Figueiredo Ferraz, Universität Sao Paulo, in der Bauingenieurabteilung der T.H. Stuttgart. Sie wurde auf Anregung von o. Prof. Dr.-Ing. Deininger, Lehrstuhl für Massivbau, gehalten.

1. Allgemeines

Das im folgenden beschriebene, von Prof. Ferraz entwickelte Verfahren verdient wegen seiner einfachen und übersichtlichen Handhabung Beachtung. Mit Hilfe eines Rechenschiebers und den aufgeführten Tafeln II und III lassen sich selbst schwierigere Trägerroste schnell berechnen. Besonders hervorzuheben ist, daß die Torsionssteifigkeit der Hauptträger bei einfachen Systemen in einem Rechnungsgang ohne wesentliche Mehrarbeit berücksichtigt werden kann; bekanntlich ist sie jedoch nur bei wenigen Hauptträgern von größerem Einfluß. Das Verfahren kann sowohl auf Trägerroste mit lastverteilenden Querträgern als auch mit nur lastverteilender Platte angewandt werden. Ebenso können durchlaufende wie auch unsymmetrische Trägerroste berechnet werden. Voraussetzung des Verfahrens sind jeweils untereinander gleichbleibende Trägheitsmomente der Haupt- wie der Querträger. Die Querträger müssen in gleichen Abständen angeordnet sein.

Die einzelnen Gleichungen für die unbekannten Größen werden allein aus den Beziehungen hergeleitet, die im Verformungsbild des Tragquerschnittes an der Stelle x abzulesen sind. Die Gleichungen können, für verschiedene Trägerroste geltend, einmalig aufgestellt werden, und es brauchen dann nur noch die jeweiligen Querschnittswerte eingesetzt zu werden, deren Einfluß sich gut verfolgen läßt. Bis zu vier Hauptträgern mit beliebig vielen Querträgern läßt sich

die Aufgabe (ohne Torsion) noch in einer Gleichung lösen. Bei mehr als vier Hauptträgern wächst die Zahl der Unbekannten entsprechend der Hauptträgerzahl. Bei symmetrischen Querschnitten und unsymmetrischer Belastung wird man diese zweckmäßig in symmetrische und antisymmetrische Lastfälle aufspalten.

Auf die Aufstellung der mathematischen Grundbeziehungen kann im Rahmen dieser Abhandlung nicht näher eingegangen werden. Der Ausgangspunkt bildet die Differentialgleichung der Balkenbiegung. Diese erhält über den Weg der Annäherung durch einen Differenzenausdruck eine einfache Darstellung in Form einer Fourier-Reihe. Für die vier folgenden Belastungsarten der Hauptträger (Einzel lasten, stetige Belastung, Einzeltorsionsmomente, stetig verlaufende Torsionsmomente) ergibt der oben geschilderte Rechnungsgang die Ausgangsgleichungen in Form von Fourierreihen.

2. Bestimmung der Trägerrostlösungen

2.1 Grundgleichungen

In den nachfolgenden Gleichungen bedeuten:

Σ_i	: Teillieder der Stützkkräfte vor Summenbildung
g_i	: wie vor für stetige Belastung,
z_i	: Teillieder für Torsionsmomente vor Summenbildung,
ω_i	: wie vor für stetigen Verlauf,
$I_A, I_B, \dots$	: Trägheitsmomente der Hauptträger,
I_0	: Trägheitsmoment des Querträgers,
E	: Elastizitätsmodul,
G	: Schubmodul,

- $A, I_t^B, \dots$: Torsionsträgheitsmomente der Hauptträger,
 $x, B_x, C_x, \dots$: Abstand der Querträger,
 $A, Z_x^B, \dots$: Zahl der Querträgeröffnungen,
 $A, q_\xi^B, \dots$: Spannweite der Hauptträger,
 $A, w_\xi^B, \dots$: Abstand der Hauptträger,
 A, q_i : Zahl der Abstände λ vom Endauflager,
 A, q_i : fortlaufende Zahlen 1, 2, 3, 4, ... der Fourierreihen,
 A, q_i : Trägerroststützkräfte in den Hauptträgerknotenpunkten,
 A, q_i : Torsionsmomente in den Hauptträgerknotenpunkten,
 A, q_i : stetig verlaufende Trägerroststützkräfte in den Hauptträgern,
 A, q_i : stetig verlaufende Torsionsmomente in den Hauptträgern,
 A, q_i : Einzellasten,
 A, q_i : stetige Belastung,
 A, q_i und q_i : Werte in den Tabellen II und III,
 A, q_i : Durchbiegung an der Stelle x ,
 A, q_i : Verdrehung an der Stelle x ,
 A, q_i : Verdrehung an der Stelle ξ ,
 A, q_i : Biegemoment an der Stelle ξ .

Die Grundgleichungen in Form von Fourierreihen lauten:

$$\delta_x = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\alpha_i \cdot p_i}{E I} \cdot \sin \frac{i \pi x}{n}, \quad (\text{Einzellasten}) \quad (1)$$

$$\delta_\xi = \frac{l^4}{\pi^4 \cdot E I} \sum_{i=1}^{\infty} \frac{\bar{p}_i}{i^4} \cdot \sin \frac{i \pi \xi}{l}, \quad (\text{stetige Belastung}) \quad (2)$$

$$\Theta_x = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{q_i \cdot z_i}{G I_t} \cdot \sin \frac{i \pi x}{n}, \quad (\text{Einzeltorsionsmomente}) \quad (3)$$

$$\Theta_\xi = -\frac{l^2}{\pi^2 G I_t} \sum_{i=1}^{\infty} \frac{\omega_i}{i^2} \cdot \sin \frac{i \pi \xi}{l}, \quad (\text{stetig verlaufende Torsionsmomente}) \quad (4)$$

$$\left. \begin{aligned} A_x &= \sum_{i=1}^{n-1} \mathcal{Q}_i \cdot \sin \frac{i \pi x}{n}; & q_\xi^A &= \sum_{i=1}^{\infty} g_i^A \cdot \sin \frac{i \pi \xi}{l}, \\ B_x &= \sum_{i=1}^{n-1} \mathfrak{B}_i \cdot \sin \frac{i \pi x}{n}; & q_\xi^B &= \sum_{i=1}^{\infty} g_i^B \cdot \sin \frac{i \pi \xi}{l}, \\ Z_x^A &= \sum_{i=1}^{n-1} z_i^A \cdot \sin \frac{i \pi x}{n}; & w_\xi^A &= \sum_{i=1}^{\infty} \omega_i^A \cdot \sin \frac{i \pi \xi}{l}, \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

$$\left. \begin{aligned} p_i &= \frac{2}{n} \sum_{x=1}^{n-1} P_x \cdot \sin \frac{i \pi x}{n}, \quad (\text{Einzellasten}) \\ \bar{p}_i &= \frac{2}{l} \int_0^l p_\xi \sin \frac{i \pi \xi}{l} \cdot d\xi, \quad (\text{stetige Belastung}) \\ \bar{p}_i &= \frac{2}{l} \sum_{x=1}^{n-1} P_x \cdot \sin \frac{i \pi x}{n}, \quad (\text{Einzellasten}) \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

$$p_i = \frac{2}{n} \sum_{x=1}^{n-1} P_x \cdot \sin \frac{i \pi x}{n}, \quad (\text{Einzellasten}) \quad (7)$$

$$\bar{p}_i = \frac{2}{l} \int_0^l p_\xi \sin \frac{i \pi \xi}{l} \cdot d\xi, \quad (\text{stetige Belastung}) \quad (8)$$

$$\bar{p}_i = \frac{2}{l} \sum_{x=1}^{n-1} P_x \cdot \sin \frac{i \pi x}{n}, \quad (\text{Einzellasten}) \quad (9)$$

$$M_\xi = \sum_{i=1}^{\infty} \frac{l^2}{i^2 \pi^2} \cdot \bar{p}_i \cdot \sin \frac{i \pi \xi}{l}. \quad (10)$$

achfolgend soll gezeigt werden, wie man die Lösungen aus einfachen Beziehungen der Verformungen erhält. Ohne Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit der Hauptträger beginnt die Rostwirkung bei drei Hauptträgern.

2 Ohne Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit

2.1 Symmetrischer Rost mit symmetrischer Randlast.

Siehe hierzu Bild 1 und 2.

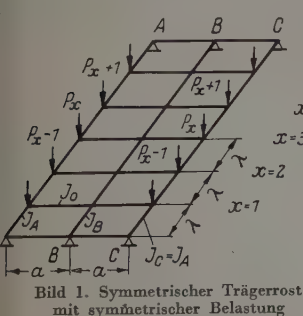


Bild 1. Symmetrischer Trägerrost mit symmetrischer Belastung

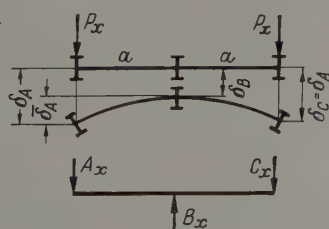


Bild 2. Verformung des Querträgers in x

Aus dem Verformungsbild des Querträgers an der Stelle x leiten sich folgende Beziehungen ab:

$$\delta_A = \delta_B + \bar{\delta}_A = \delta_C, \quad (11)$$

$$2 A_x = F_x = 2 C_x. \quad (12)$$

Für die unbekannten Stützkräfte im Rost kann man die Gleichung (5) ansetzen

$$A_x = \sum_{i=1}^{n-1} \mathcal{Q}_i \cdot \sin \frac{i \pi x}{n}.$$

Drückt man die Durchbiegungen in Fourierreihen aus, so ergibt sich:

$$\delta_A = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\alpha_i \cdot p_i}{E \cdot I_A} \cdot \sin \frac{i \pi x}{n} = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\alpha_i \cdot \mathcal{Q}_i}{E \cdot I_A} \cdot \sin \frac{i \pi x}{n},$$

$$\delta_B = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\alpha_i \cdot \mathfrak{B}_i}{E \cdot I_B} \cdot \sin \frac{i \pi x}{n} = 2 \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\alpha_i \cdot \mathcal{Q}_i}{E \cdot I_B} \cdot \sin \frac{i \pi x}{n},$$

$$\bar{\delta}_A = \frac{a^3}{3 E I_0} \cdot A_x = \frac{a^3}{3 E I_0} \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \mathcal{Q}_i \cdot \sin \frac{i \pi x}{n}.$$

In Gl. (11) eingesetzt ergibt sich

$$\frac{\alpha_i \cdot p_i}{I_A} - \frac{\alpha_i \cdot \mathcal{Q}_i}{I_A} = \frac{2 \alpha_i \cdot \mathcal{Q}_i}{I_B} + \frac{a^3}{3 I_0} \cdot \mathcal{Q}_i;$$

hieraus

$$\mathcal{Q}_i = \frac{\alpha_i \cdot p_i}{\alpha_i + 2 \alpha_i \cdot \frac{I_A}{I_B} + \frac{a^3}{3} \cdot \frac{I_A}{I_0}}. \quad (13)$$

2.2 Symmetrischer Rost mit mittlerer Last

Siehe hierzu Bild 3 und 4.

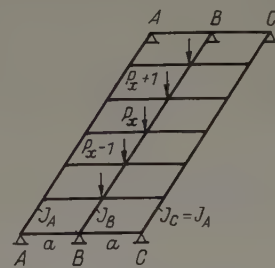


Bild 3. Symmetrischer Trägerrost mit mittlerer Belastung

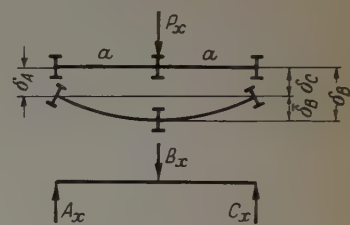


Bild 4. Verformung des Querträgers in x

$$\delta_A = \delta_B - \bar{\delta}_B = \delta_C, \quad (14)$$

$$B_x = 2 A_x = 2 C_x, \quad (15)$$

$$\delta_A = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\alpha_i \cdot \mathcal{Q}_i}{E \cdot I_A} \cdot \sin \frac{i \pi x}{n},$$

$$\delta_B = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\alpha_i \cdot p_i}{E \cdot I_B} \cdot \sin \frac{i \pi x}{n} = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\alpha_i \cdot \mathfrak{B}_i}{E \cdot I_B} \cdot \sin \frac{i \pi x}{n},$$

$$\bar{\delta}_B = \frac{a^3}{3 E I_0} \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \mathcal{Q}_i \cdot \sin \frac{i \pi x}{n}.$$

Unter Berücksichtigung von (15) ergibt sich nach (14):

$$\frac{\alpha_i}{I_A} \cdot \mathcal{Q}_i = \frac{\alpha_i \cdot p_i}{I_B} - \frac{2 \alpha_i \cdot \mathcal{Q}_i}{I_B} - \frac{a^3}{3 I_0} \cdot \mathcal{Q}_i;$$

hieraus

$$\mathcal{Q}_i = \frac{\alpha_i \cdot I_i}{2 \alpha_i + \alpha_i \cdot \frac{I_B}{I_A} + \frac{a^3}{3} \cdot \frac{I_B}{I_0}}. \quad (16)$$

In gleicher Weise werden die Lösungen für Trägerroste mit vier und mehr Hauptträgern abgeleitet.

2.3 Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit der Hauptträger

2.3.1 Hauptträger mit Querträgern

Für den Trägerrost, bestehend aus zwei Hauptträgern und biegefest angeschlossenen Querträgern soll gezeigt werden, wie man zu den allgemeinen Gleichungen der entlastenden Stützkräfte kommt.

Nach Bild 5 und 6 ist:

$$\delta_A = \delta_B + \delta_A' + \delta_A'' \dots \quad (17)$$

$$\varphi_x^A = -\Theta_x^A, \quad \varphi_x^B = -\Theta_x^B,$$

$$\varphi_x^A = \varphi_x^B + \beta_x^A, \quad Z_x^B = A_x a - Z_x^A.$$

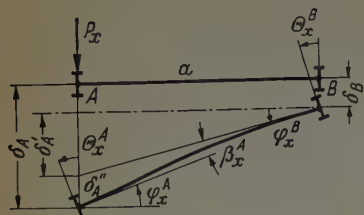


Bild 5. Verformung des Querträgers unter Randbelastung in x

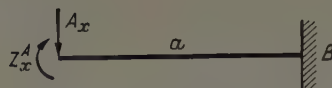


Bild 6. Querträgerbeanspruchung

Werden alle Größen wieder in trigonometrischen Reihen angesetzt, so sind jetzt noch $\mathcal{Q}_i$, z_i^A und z_i^B unbekannt.

$$\delta_A = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\alpha_i \cdot p_i}{E \cdot I_A} \sin \frac{i \pi x}{n} - \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\alpha_i \cdot \mathcal{Q}_i}{E \cdot I_A} \sin \frac{i \pi x}{n},$$

$$\delta_B = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\alpha_i \cdot \mathcal{Q}_i}{E \cdot I_B} \sin \frac{i \pi x}{n} = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\alpha_i \cdot \mathcal{Q}_i}{E \cdot I_B} \cdot \sin \frac{i \pi x}{n},$$

$$\delta_A' = \varphi_x^B \cdot a = -\Theta_x^B \cdot a = -a \sum_{i=1}^{n-1} \frac{Q_i \cdot z_i^B}{G \cdot I_t^B} \cdot \sin \frac{i \pi x}{n} =$$

$$- \sum_{i=1}^{n-1} \frac{a \cdot Q_i}{G \cdot I_t^B} (a \cdot \mathcal{Q}_i - z_i^A) \cdot \sin \frac{i \pi x}{n},$$

$$\delta_A'' = \frac{a^3}{3 E I_0} \sum_{i=1}^{n-1} \mathcal{Q}_i \sin \frac{i \pi x}{n} - \frac{a^2}{2 E I_0} \sum_{i=1}^{n-1} z_i^A \sin \frac{i \pi x}{n}.$$

Diese Ausdrücke in Gl. (17) eingesetzt und gekürzt ergeben:

$$\frac{\alpha_i \cdot p_i}{E \cdot I_A} = \left(\frac{\alpha_i}{E \cdot I_A} + \frac{\alpha_i}{E \cdot I_B} - \frac{a^2 \cdot Q_i}{G \cdot I_t^B} + \frac{a^3}{3 \cdot E I_0} \right) \cdot \mathcal{Q}_i$$

$$+ \left(\frac{a \cdot Q_i}{G \cdot I_t^B} - \frac{a^2}{2 E I_0} \right) \cdot z_i^A. \quad (18)$$

Für z_i^A kann man noch folgende Beziehung heranziehen:

$$\Theta_x^A = \Theta_x^B - \beta_x^A, \quad \frac{Q_i \cdot z_i^A}{G \cdot I_t^A} = \frac{Q_i}{G \cdot I_t^B} (a \cdot \mathcal{Q}_i - z_i^A) - \beta_i^A,$$

$$\beta_x^A = \frac{a}{E I_0} \sum_{i=1}^{n-1} z_i^A \cdot \sin \frac{i \pi x}{n} - \frac{a^2}{2 E I_0} \sum_{i=1}^{n-1} \mathcal{Q}_i \cdot \sin \frac{i \pi x}{n}.$$

Nach z_i^A geordnet ergibt sich:

$$z_i^A = \frac{\frac{a}{G \cdot I_t^B} \cdot Q_i + \frac{a^2}{2 E I_0}}{\frac{Q_i}{G \cdot I_t^A} + \frac{Q_i}{G \cdot I_t^B} + \frac{a}{E I_0}} \cdot \mathcal{Q}_i.$$

Dieses Ergebnis in (18) eingesetzt, ergibt die ganz allgemeine Lösung:

$$\mathcal{Q}_i = \frac{\alpha_i \cdot p_i}{\alpha_i + \frac{\alpha_i I_A}{I_B} - \frac{a^2 Q_i E I_A}{G I_t^B} + \frac{a^3 I_A}{3 I_0} + \left(\frac{a Q_i E I_A}{G I_t^B} - \frac{a^2 I_A}{2 I_0} \right) \cdot S} \quad (19)$$

$$\text{wobei } S = \frac{\frac{a Q_i}{G I_t} + \frac{a^2}{2 E I_0}}{\frac{Q_i}{G I_t^A} + \frac{Q_i}{G I_t^B} + \frac{a}{E I_0}}.$$

2.32 Hauptträger ohne Querträger mit Platte

Bei einzelnen Querträgern sind die entlastenden Stützkkräfte in den A_x -Werten ausgedrückt, bei stetig entlastender Platte durch die entlastende Stützung q_E .

Der Übergang von lastverteilenden Querträgern zu lastverteilender Platte ist ohne besonderen Rechenaufwand möglich. Alle für die nur in den Knotenpunkten wirkenden Trägerrostkräfte $\mathcal{Q}_i$ hergeleiteten Gleichungen können ohne Schwierigkeit in Ausdrücke für die stetig wirkenden Kräfte g_i übergeleitet werden. In den Gleichungen für $\mathcal{Q}_i$ sind lediglich folgende Werte auszutauschen, und zwar:

$$\alpha_i \text{ durch } \frac{l^4}{i^4 \pi^4}, \quad p_i \text{ durch } \bar{p}_i,$$

$$Q_i \text{ durch } -\frac{l^2}{i^2 \pi^2}, \quad z_i^A \text{ durch } \omega_i^A.$$

Die Gl. (19) lautet dann für den Fall $I_t^A = I_t^B$ und $I_A = I_B$

$$g_i^A = \frac{\bar{p}_i}{2 + \frac{a^2 \pi^2 i^2 E I}{l^2 G I_t} + \frac{a^3 \pi^4 i^4 E I}{3 E I_0 \cdot l^4} - \left(\frac{a \pi^2 i^2 E I}{G I_t \cdot l^2} + \frac{a^2 \pi^4 i^4 \cdot I}{2 I_0 \cdot l^4} \right) \cdot T} \quad (20)$$

$$\text{wobei } T = \frac{\frac{a^2}{2 E I_0} - \frac{a l^2}{i^2 \pi^2 G I_t}}{\frac{a}{E I_0} - \frac{2 l^2}{i^2 \pi^2 G I_t}}.$$

Für drei und mehr Hauptträger werden die Gleichungen entsprechend abgeleitet.

Die in der Tafel I angeführten $\mathcal{Q}_i$ -Gleichungen sind die jeweiligen Lösungen für den entsprechenden Lastfall.

Die Werte α_i und Q_i werden den Tafeln II und III entnommen. Hierbei ist zu beachten, daß die Tafelwerte für α_i mit λ^3 und für Q_i mit λ zu multiplizieren sind.

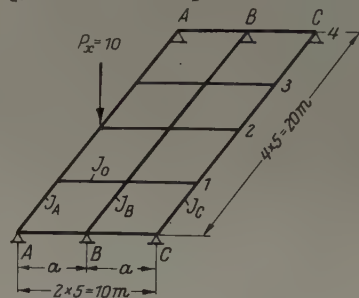


Bild 7. Trägerrost des Beispiels 1

3. Beispiele

Beispiel 1: In dem in Bild 7 dargestellten Trägerrost mit den Trägheitsmomenten $I_A = I_B = I_C = I_0 = 1$ sind für die Randbelastung durch $P_x = 10$ die auftretenden Stützkkräfte im Rost gesucht. Die Torsionssteifigkeit der Hauptträger bleibt unberücksichtigt.

Die Randbelastung wird in einen symmetrischen und einen antisymmetrischen Lastfall aufgespalten (s. Bild 8 und 9).

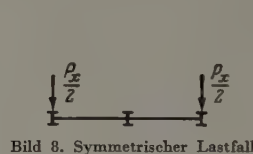


Bild 8. Symmetrischer Lastfall

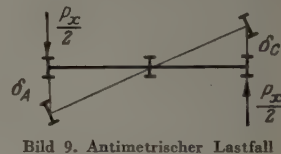


Bild 9. Antisymmetrischer Lastfall

Für den symmetrischen Lastfall erfolgt die Lösung nach Gl. (19)

$$\mathcal{Q}_i = \frac{\alpha_i \cdot p_i}{\alpha_i + 2 \alpha_i \cdot \frac{I_A}{I_B} + \frac{a^3 \cdot I_A}{3 \cdot I_0}}.$$

Weiter ist:

$$\lambda = 5,0, \quad n = 4, \quad a = 5,0, \quad \frac{P_x}{2} = 5.$$

Die α_i -Werte aus Tafel II sind:

$$\alpha_1 = 2,63 \cdot \lambda^3, \quad \alpha_2 = 0,167 \cdot \lambda^3, \quad \alpha_3 = 0,037 \cdot \lambda^3.$$

Die p_i -Werte nach Gl. (7):

$$p_1 = \frac{2}{4} \cdot 5 \cdot \sin \frac{1 \pi 2}{4} = 2,5, \quad p_2 = \frac{2}{4} \cdot 5 \cdot \sin \frac{2 \pi 2}{4} = 0,$$

$$p_3 = \frac{2}{4} \cdot 5 \cdot \sin \frac{3 \pi 2}{4} = -2,5.$$

$$\mathcal{Q}_1 = \frac{2,63 \cdot \lambda^3 \cdot 2,5}{3 \cdot 2,63 \cdot \lambda^3 + \frac{a^3}{3}} = 0,800, \quad \mathcal{Q}_2 = 0,$$

$$\mathcal{Q}_3 = \frac{-0,037 \cdot \lambda^3 \cdot 2,5}{3 \cdot 0,037 \cdot \lambda^3 + \frac{a^3}{3}} = -0,208.$$

Die Stützkkräfte nach Gl. (5) sind:

$$A_1 = 0,800 \cdot \sin \frac{1 \pi 1}{4} + 0 - 0,208 \cdot \sin \frac{3 \pi 1}{4} = 0,413,$$

$$A_2 = 0,800 \cdot \sin \frac{1 \pi 2}{4} + 0 - 0,208 \cdot \sin \frac{3 \pi 2}{4} = 1,008,$$

$$A_3 = 0,800 \cdot \sin \frac{1 \pi 3}{4} + 0 - 0,208 \cdot \sin \frac{3 \pi 3}{4} = 0,413,$$

$$B_1 = 2 \cdot A_1 = 0,826 = B_3,$$

$$B_2 = 2 \cdot A_2 = 2,016.$$

1. Ohne Berücksichtigung von Torsion

$\mathfrak{A}_i$	$\frac{\alpha_i P_i}{J_A + 2\alpha_i J_B + \frac{a^3 J_A}{3 J_0}}$	$\frac{\alpha_i P_i}{2\alpha_i J_B + \frac{a^3 J_A}{3 J_0}}$	0	$\frac{\alpha_i P_i}{J_A + \alpha_i J_B + \frac{2a^3 J_A}{3 J_0}}$	$\frac{\alpha_i P_i}{J_A + \alpha_i J_B + \frac{5a^3 J_A}{6 J_0}}$	$\frac{\alpha_i P_i}{J_A + 9\alpha_i J_B + \frac{a^3 J_A}{2 J_0}}$
$\mathfrak{B}_i$	$2\mathfrak{A}_i$	$2\mathfrak{A}_i$	0	$2\mathfrak{A}_i$	$\mathfrak{A}_i$	$\mathfrak{A}_i$
$\mathfrak{C}_i$	$\mathfrak{A}_i$	$\mathfrak{A}_i$	0	$\mathfrak{A}_i$	$\mathfrak{A}_i$	$\mathfrak{A}_i$
$\mathfrak{D}_i$	—	—	—	—	—	—

2. Mit Berücksichtigung von Torsion

$\mathfrak{A}_i$	$\frac{\alpha_i P_i}{2\alpha_i \frac{a^2 \varrho_i E J}{G J_i} + \frac{a^3 J}{3 J_0} + \left(\frac{a \varrho_i E J}{G J_i} - \frac{a^2 J}{2 J_0} \right) \frac{2 \varrho_i}{G J_i} + \frac{a}{E J_0}}$	$\frac{\alpha_i P_i}{\frac{a \varrho_i E J}{G J_i} + \frac{a^2 J}{2 J_0} + \frac{a^3 J}{3 J_0}}$	$\frac{\alpha_i P_i}{J_A + 2\alpha_i J_B + \frac{a^3 J_A}{3 J_0} - \frac{4a J_0 - 4 \frac{E J_0^3}{G J_i^3} \varrho_i}{4a J_0 - 4 \frac{E J_0^3}{G J_i^3} \varrho_i}}$	$\frac{\alpha_i P_i}{J_B + \alpha_i J_A + \frac{2a^3 J}{3 J_0} - \frac{4a J_0 - 4 \frac{E J_0^3}{G J_i^3} \varrho_i}{4a J_0 - 4 \frac{E J_0^3}{G J_i^3} \varrho_i}}$	$\frac{\alpha_i P_i}{\frac{a^3 J_A}{3 J_0} - \frac{E J_A}{G J_i} \varrho_i + \left(\frac{E J_A}{G J_i} \varrho_i - \frac{a^2 J_A}{2 J_0} \right) m_i}$	$\frac{\alpha_i P_i}{\frac{a^3 J_A}{3 J_0} - \frac{E J_A}{G J_i} \varrho_i + \left(\frac{E J_A}{G J_i} \varrho_i - \frac{a^2 J_A}{2 J_0} \right) m_i}$
$\mathfrak{B}_i$	$\mathfrak{A}_i$	$\mathfrak{A}_i$	$2\mathfrak{A}_i$	$2\mathfrak{A}_i$	$\mathfrak{A}_i$	$\mathfrak{A}_i$
$\mathfrak{C}_i$	—	—	$\mathfrak{A}_i$	$\mathfrak{A}_i$	0	$\mathfrak{A}_i$
z_i^A	$\frac{a \varrho_i}{G J_i} + \frac{a^2}{2 E J_0} \frac{\mathfrak{A}_i}{\frac{2 \varrho_i}{G J_i} + \frac{a}{E J_0}}$	$\frac{a \varrho_i}{G J_i} + \frac{a^2}{2 E J_0} \frac{\mathfrak{A}_i}{\frac{2 \varrho_i}{G J_i} + \frac{a}{E J_0}}$	$\frac{a \varrho_i}{G J_i} + \frac{a^2}{2 E J_0} \frac{\mathfrak{A}_i}{\frac{2 \varrho_i}{G J_i} + \frac{a}{E J_0}}$	$\frac{a \varrho_i}{G J_i} + \frac{a^2}{2 E J_0} \frac{\mathfrak{A}_i}{\frac{2 \varrho_i}{G J_i} + \frac{a}{E J_0}}$	$\frac{a \varrho_i}{G J_i} + \frac{a^2}{2 E J_0} \frac{\mathfrak{A}_i}{\frac{2 \varrho_i}{G J_i} + \frac{a}{E J_0}}$	$\frac{a \varrho_i}{G J_i} + \frac{a^2}{2 E J_0} \frac{\mathfrak{A}_i}{\frac{2 \varrho_i}{G J_i} + \frac{a}{E J_0}}$
z_i^B	$\mathfrak{A}_i a - z_i^A$	$\mathfrak{A}_i a - z_i^A$	0	$\frac{a^2}{2a - 2 \frac{E}{G} \cdot \frac{J_0}{J_i} \cdot \varrho_i} \mathfrak{A}_i$	$\frac{a^2}{2a - 2 \frac{E}{G} \cdot \frac{J_0}{J_i} \cdot \varrho_i} \mathfrak{A}_i$	$\frac{a^2}{2a - 2 \frac{E}{G} \cdot \frac{J_0}{J_i} \cdot \varrho_i} \mathfrak{A}_i$

1) Trägerrost mit symmetrisch unterschiedlichen Trägheitsmomenten in einer Gleichung darstellbar.

$$g_3^A = \frac{\bar{P}_3}{2 + 11,1 + 44 - 14,57 \cdot \frac{452}{274}} = 0,030 \cdot \bar{P}_3.$$

Die Konvergenz ist befriedigend.

Für die Bestimmung der Einflußfläche wird $P = 1$ in $l/2$ eines Hauptträgers gestellt. $\bar{p}_i$ nach Gl. (9):

$$\bar{p}_1 = \frac{2}{27,6} \cdot 1 \cdot \sin \frac{\pi}{2} = 0,0725,$$

$$\bar{p}_2 = \frac{2}{27,6} \cdot 1 \cdot \sin \frac{2\pi}{2} = 0,$$

$$\bar{p}_3 = \frac{2}{27,6} \cdot 1 \cdot \sin \frac{3\pi}{2} = -0,0725,$$

$$g_1^A = 0,364 \cdot 0,0725 = 0,0264,$$

$$g_3^A = -0,030 \cdot 0,0725 = -0,00218.$$

Wollte man die Verteilung der entlastenden Stützung über die Länge l verfolgen, so hätte man nur nach Gl. (5) für gewünschte Stellen ξ die Summe zu bilden und erhielte das jeweilige q_ξ .

In diesem Fall berechnet man das aus der Stützung q_ξ herrührende Moment M_ξ zweckmäßig unmittelbar aus der Gl. (10).

$$M_{l/2} = \frac{27,6^2}{1 \cdot \pi^2} \cdot 0,0264 \cdot \sin \frac{\pi}{2} - \frac{27,6^2}{3^2 \cdot \pi^2} \cdot 0,00218 \cdot \sin \frac{3\pi}{2} = 2,06 \text{ tm.}$$

Der frei aufliegenden Hauptträger wird $M_0 = \frac{27,6}{4} \cdot 1 = 6,9 \text{ tm.}$

Die Einflußordinate unter der Last $P = 1 \text{ t}$ in $l/2$ ist $M_{l/2} = 6,90 - 2,06 = 4,84 \text{ tm.}$

Alle im Tragwerk durch die Belastung $P = 1$ in $l/2$ auftretenden Momentengrößen sind in diesem Fall Einflußordinaten für das Hauptträgermoment unter P .

Die übrigen Einflußordinaten im unbelasteten Hauptträger ergeben sich nach Gl. (10)

$$l/8 : M = \frac{761}{\pi^2} \cdot 0,0264 \cdot \sin \frac{\pi}{8} - \frac{761}{9 \cdot \pi^2} \cdot 0,00218 \cdot \sin \frac{3\pi}{8} = 0,75,$$

$$l/4 : M = \frac{761}{\pi^2} \cdot 0,0264 \cdot \sin \frac{\pi}{4} - \frac{761}{9 \cdot \pi^2} \cdot 0,00218 \cdot \sin \frac{3\pi}{4} = 1,42,$$

$$3l/8 : M = \frac{761}{\pi^2} \cdot 0,0264 \cdot \sin \frac{3\pi}{8} - \frac{761}{9 \cdot \pi^2} \cdot 0,00218 \cdot \sin \frac{9\pi}{8} = 1,88.$$

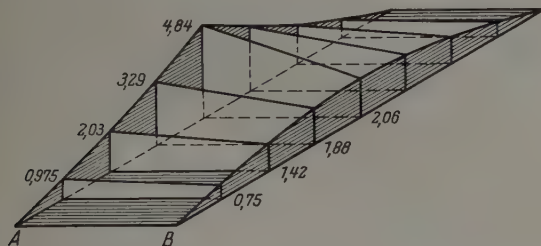


Bild 15. Einflußfläche für das Hauptträgermoment in $l/2$

Die Einflußordinaten im belasteten Hauptträger werden durch Überlagerung mit den M_0 -Einflußordinaten erhalten

$$\text{für } l/8 : M = 1,725 - 0,75 = 0,975,$$

$$\text{für } l/4 : M = 3,45 - 1,42 = 2,03,$$

$$\text{für } 3l/8 : M = 5,175 - 1,88 = 3,29.$$

Wie die vorstehenden Zahlen, die in Bild 15 veranschaulicht sind, zeigen, bewirkt in diesem Beispiele die Quersteifigkeit der Platte eine beträchtliche Lastverteilung. Das größte Moment wird von 6,90 auf 4,84 tm, also um 30% abgemindert.

Das Einspannmoment der Platte in $l/2$ wird nach der Lösung für Querträger (s. Tafel I. 2 für z_i^A) wie folgt ermittelt:

$$z_i^A = \frac{a \cdot q_i}{G I_t} + \frac{a^2}{2 E I_0} \cdot \Omega_i = \frac{2 \cdot q_i}{G I_t} + \frac{a}{E I_0} \cdot \Omega_i.$$

Entsprechend den Erläuterungen unter 2.32 ist beim Übergang zu lastverteilender Platte zu setzen:

$$z_i^A = \omega_i^A, \quad q_i = -\frac{l^2}{i^2 \cdot \pi^2}, \quad \Omega_i = g_i^A.$$

Die Lösung erhält dann die Form:

$$\omega_i^A = \frac{-\frac{l^2}{i^2 \cdot \pi^2} \cdot \frac{a}{G I_t} + \frac{a^2}{2 E I_0}}{\frac{2 \cdot l^2}{i^2 \cdot \pi^2 \cdot G I_t} + \frac{a}{E I_0}} \cdot g_i^A.$$

Mit den Abmessungen des Beispiels wird

$$\omega_1^A = \frac{-\frac{761}{\pi^2} \cdot \frac{5,3}{0,5} + \frac{5,3^2}{2 \cdot 0,0259}}{-\frac{1522}{\pi^2} \cdot \frac{1}{0,5} + \frac{5,3}{0,0259}} \cdot 0,0264 = 0,070,$$

$$\omega_2^A = (da \ g_2^A = 0) = 0,$$

$$\omega_3^A = \frac{-\frac{761}{9 \cdot \pi^2} \cdot \frac{5,3}{0,5} + \frac{5,3^2}{2 \cdot 0,0259}}{-\frac{1522}{9 \cdot \pi^2} \cdot \frac{1}{0,5} + \frac{5,3}{0,0259}} \cdot (-0,00218) = -0,0106.$$

Die Konvergenz ist befriedigend.

Das Einspannmoment der Platte an der Stelle $\xi = l/2$ nach Gl. (6):

$$w_{l/2} = 0,070 \cdot \sin \frac{\pi}{2} - 0,0106 \cdot \sin \frac{3\pi}{2} = 0,081 \text{ tm/m.}$$

Das Einspannmoment nimmt in einem sin-förmigen Verlauf zu den Auflagern auf 0 ab.

4. Schlußwort

Abschließend soll noch erwähnt werden, daß bei Modellversuchen an Trägerrosten eine sehr gute Übereinstimmung mit den Rechnungsergebnissen erzielt wurde. Vor allem bei Trägerrosten mit starrer Quer- und Längsträgerverbindung zeigten die errechneten Werte weitgehende Übereinstimmung mit den Versuchswerten, wenn die Torsionssteifigkeit der Hauptträger mit berücksichtigt wurde.

Schrifttum:

[1] Schleicher: Taschenbuch für Bauingenieure, S. 843 u. f. Berlin 1955, Springer Verlag.

Verschiedenes

Industrieller Wohnungsbau [1]

Bemerkung

Der Mangel an Facharbeitern für die Durchführung des Wohnungsbauprogramms in Frankreich hat eine große Bauunternehmung, die Société Anonyme Constructions Edmond Coignet, veranlaßt, den Wohnungsbau auf industrieller Grundlage zu entwickeln und in der Ausführung von zunächst drei Wohnblocks mit zusammen 170 Wohnungen zu erproben. Hierüber wird von dem Vorsitzenden dieses Unternehmens, M. Édouard Fougea, berichtet.

Der Verwirklichung des Gedankens, Wohnungen wie anderezeugnisse der Industrie, z. B. Kraftfahrzeuge, herzustellen, sind lange Vorarbeiten vorausgegangen. Das Bauen mit Fertigteilen ist der Firma Coignet Tradition und wurde erstmalig 1892 beim Bau von Kasinos von Biarritz von Edmond Coignet im großen ange-
ndt. Seit 15. Jahren ist weitergehend angestrebt worden, Wohn-

bauten ganz aus Fertigteilen herzustellen. Auf großen Baustellen wurden zahlreiche Versuche gemacht, Arbeitsweisen studiert und versuchsweise ausgeführt, einige ausgediehen, andere verbessert. Zugleich wurden Maschinen entwickelt, die eine Vorfertigung in Serien gestatten.

Um schließlich ihr baureif entwickeltes Verfahren im großen anwenden zu können, hat die Bauunternehmung eine eigene Wohnungsbau-gesellschaft gegründet. Hierzu bot die Stadt Évreux, deren Verwaltung sich technischem Fortschritt gegenüber sehr aufgeschlossen zeigte, eine gute Gelegenheit.

Bauverfahren

Das Bauverfahren besteht darin, einzelne Teile mit großen Abmessungen aus Beton in Serien derart herzustellen, daß sie neben- und übereinander versetzt allein von sich selbst den fertigen Bau bilden. Hierbei wird von folgenden Voraussetzungen ausgegangen:

1. Die vorgefertigten Teile sind von großer Genauigkeit und völlig von der Ausführung des Baues bestimmt, d. h., daß keine Nacharbeiten zugelassen werden, weder Putz, noch Löcher und Verbindungsstücke. Nach dem Zusammenbau der Einzelteile bleibt nichts mehr als der Innenanstrich übrig, nachdem zuvor die Ausstattung beendet worden ist. Diese wird ebenfalls in der Werkstatt vorgefertigt und, in genauen Längen vorbereitet, mit einfacher Verschraubung verlegt.

2. Allein aus Einzelteilen setzt sich der Bau zusammen, ohne jedes sonst noch übliche Mauerwerk. Ausgenommen ist lediglich die Verbindung der Einzelteile mit Beton, der in hierfür vorgesehene Aussparungen eingebracht wird und weder außen noch innen sichtbar ist.

Das Bauverfahren verwendet weder neue Baustoffe noch eine neue Technik. Es beruht auf der Anwendung von Verfahren der industriellen Fertigung, die durch Schaffung von wichtigem Spezialgerät ermöglicht wurde, auf Vorarbeiten bei der Aufstellung des Bauentwurfs zur Anpassung an die Herstellung und in der Organisation der Bauausführung.

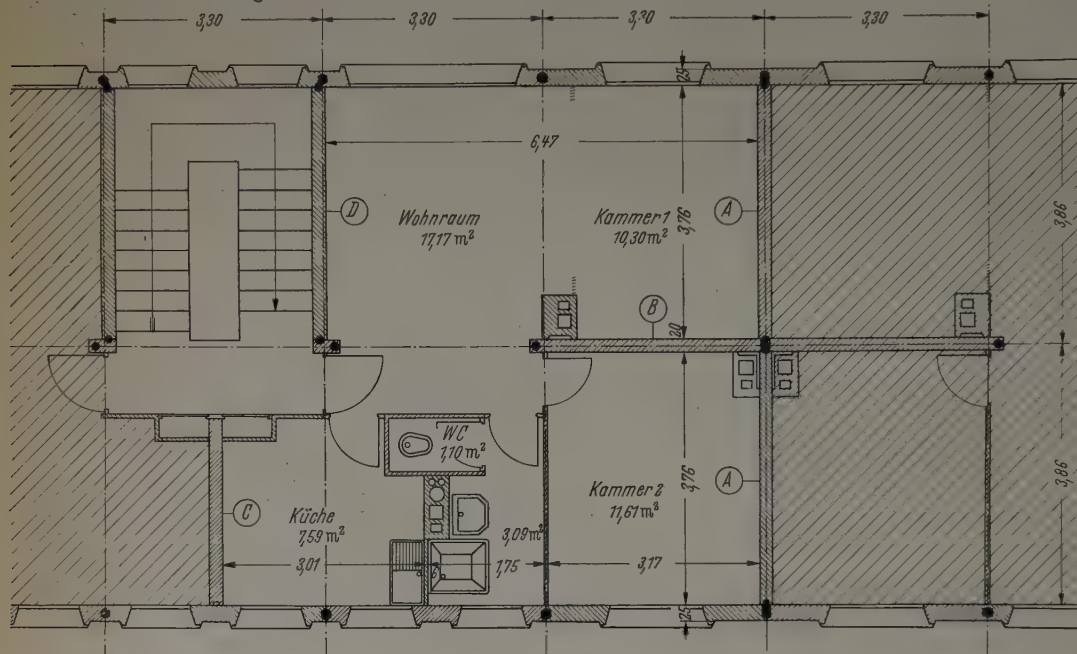


Bild 1. Wohnung mit drei Räumen (A, B, C Hohlwand, D Vollwand)

Entwurf

Beim Entwurf kommt hier zu der allgemeinen Forderung, zweckdienlich, wirtschaftlich und ästhetisch zu bauen, ein neues Gebot hinzu; die Möglichkeit einer industriellen Verwirklichung. Die fertigen Entwürfe erscheinen einfach, ihre Ausarbeitung war jedoch nicht leicht und setzte eine bis ins einzelne gehende Zusammenarbeit zwischen dem Architekten und den technischen Kräften des Unternehmens (Konstrukteur, Maschineningenieur, Bauleiter) voraus. So gelang ein Entwurf, bei dem alle Deckentafeln gleich sind und von einer Maschine hergestellt werden können. Die Zahl der Außenwandtafeln geht nicht über drei hinaus. Alle anderen Wände sind so beschaffen, daß sie in derselben Maschine hergestellt werden können. Die übrigen Teile wurden im gleichen Bestreben entworfen, sie und damit auch die Maschinen auf eine beschränkte Zahl zu begrenzen.

Bei dem Entwurf, wie ihn Bild 1 zeigt, konnten z. B. in derselben Form

Decken und die Wände A, B, C und D hergestellt werden. Die aus diesen Räumen bestehende Wohnung ist aus nur 22 Einzelteilen zusammengesetzt, für deren Herstellung 6 große und 4 kleine Maschinen benötigt wurden. Es handelt sich um ein kleines Bauprogramm von 300 Wohnungen im Jahr. Ein wesentlich größeres Programm würde zu einer weniger betonten Begrenzung in der Zahl der Maschinen führen, demzufolge auch in den einzelnen Typen der Fertigteile umso mehr Freiheit in der Planung.

Rohbau

Der Rohbau besteht im wesentlichen aus den Außenwandtafeln, den tragenden Innenlängswänden und den Deckentafeln. Bild 2 zeigt den waagerechten und den senkrechten Verband der Einzelteile, der eine vollkommene Stabilität sichert. Diese Verbindung wird in Stahlbeton hergestellt, wobei der Beton in die vorgesehene Aussparungen zwischen Wand und Decke bzw. zwischen den Wandtafeln eingebracht wird. Die Deckentafeln werden einfach auf die Wände aufgelegt. Die Genauigkeit der Fertigteile ist so groß, daß der Beton eingebracht und gerüttelt werden kann, ohne daß Zementmilch in die Fuge erscheint. Die Außenwandtafeln werden auf einer Betonschwelle über einer Dichtung aus elastischen Bitumen versetzt. Die Fuge bleibt sichtbar und wird nach Verlegung der oberen Deckentafeln mit trockenem Zementmörtel verstrichen.

Wenn die einzelnen Teile versetzt und die Verbindungen in Stahlbeton ausgeführt sind, ist der Rohbau beendet. Die Außenwandflächen sind vollständig fertig; es folgt dann die vorgefertigte Ausstattung und der Innenanstrich.

Baustoffe

Verwendet wurden die üblichen Baustoffe: Schweißbeton und Leichtbeton (für die Fenster- und Türgewände mit geringem Zusatz von Eisenoxyd), Torstahl mit einer Streckgrenze von 40 kg/mm, gewöhnliche Betonstahl und geschweißte Bewehrungsmatten, Asbestzement zur Auskleidung der Schornsteine, Kiefernholz für die verlorene Schalung und Bitumen für die Fugendichtung.

Größere Untersuchungen wurden über das Schwinden des Betons angestellt, die bei seiner Herstellung erwärmt wird, um Abbinden und Erhärten zu beschleunigen. Die Schwindzahlen für die verschiedenen Betone lagen nach 30 Tagen zwischen $2 \cdot 10^{-4}$ und $7 \cdot 10^{-4}$, nach 60 Tagen zwischen $4 \cdot 10^{-4}$ und $8 \cdot 10^{-4}$. Zum Schwinden kommt dann am fertiggestellten Bau noch die Temperatureinwirkung. Um den Unzuträglichkeiten aus beiden Einflüssen entgegenzuwirken, wurden folgende Vorkehrungen getroffen:

1. Bei den Formen wurde das Maß des Schwindens berücksichtigt.

2. Die Außenwandtafeln sind auf der Außenfläche so ausgebildet, daß an ihrer Stoß durch eine Abfasung der Kante die Fuge soweit gezeigt wird, daß die Ansicht befriedigend bleibt. Innen liegen alle Fugen von Wand- und Deckentafeln hinter Verkleidungen und Wänden.

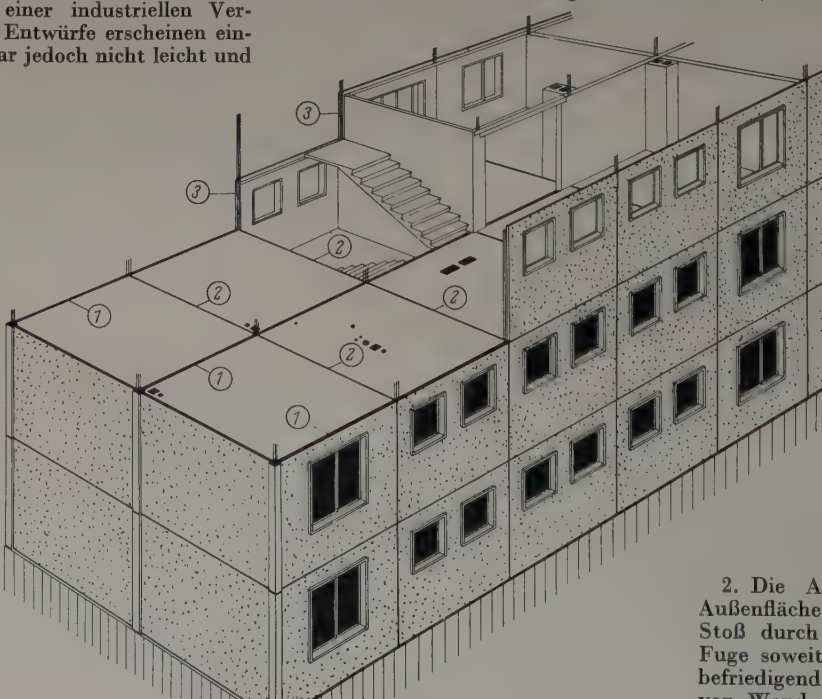


Bild 2. Verbindung der Tafeln

3. Die aufrecht stehenden Fugen sind mit einem 4 cm breiten und mm dicken Belag aus „Seelastik“ bekleidet, einem plastischen Stoff aus pflanzlichem Öl, mineralischen Füllern und flüchtigen Zusätzen. Die Genauigkeit in der Herstellung der Einzelteile sichert die Wirkung dieser Dichtung, die über die ganze Höhe der Fuge einheitlich dick ist.

Einzelteile

Die Einzelteile, aus denen der Bau besteht, sind folgende:

1. Die Deckentafeln aus bewehrtem Beton ($3,28 \times 3,86$ m) in 9 cm Gesamtdicke; sie bestehen aus einer oberen und unteren Betonplatte mit Rippen dazwischen. Die Hohlräume werden mit einer 8 mm dicken verlorenen Schalung in Kastenform hergestellt. Die obere und untere Fläche sind vollkommen glatt. Es genügt, die untere Fläche zu streichen. Die obere Fläche erhält unmittelbar einen Belag aus Linoleum bzw. „Gerflex“ in der Küche.

2. Die Außenwandtafeln ($3,299 \times 2,699$ m) sind 25 cm dick. Sie haben außen einen 2 cm dicken Vorsatzbeton mit Zuschlägen von feinem Kies in weißer Farbe. Dann folgen 5 cm Beton aus Feinkies und weiter 15 cm Bimsbeton, mit Ausnahme der Umrahmung, die wie vor ausgebildet wird. Die Innenseite erhält 3 cm Bimsbeton mit Kalkzusatz über die gesamte Fläche, der Schwitzwasser verhindert und geglättet eine vollkommen ebene Fläche für den Anstrich gibt. Die Außenfläche wird mit Sandstrahlgebläse behandelt. Die drei Wandtafeln haben gleiche Größe und unterscheiden sich nur in den Öffnungen. Bild 3 zeigt diese Tafeln.

3. Die tragenden Innenwände sind wie die Deckentafeln, aber nur mit sehr leichter Bewehrung ausgebildet.

4. Die Trennwände sind in Kiesbeton voll ausgeführt.

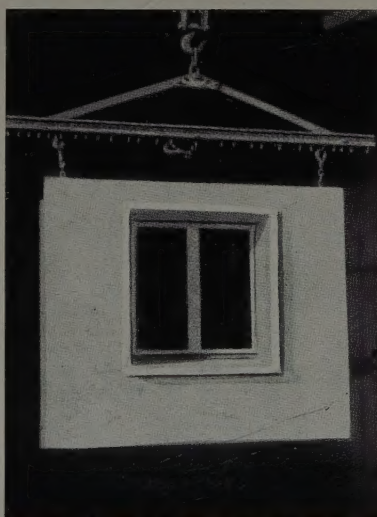


Bild 3. Außenwandtafeln

5. Die Schornsteinblöcke bestehen aus Bimsbeton mit einer besonders glatten und dichten Auskleidung aus Asbestzement.

6. Die Treppen bestehen für jedes Stockwerk aus zwei gleichen Läufen (s. Bild 4).

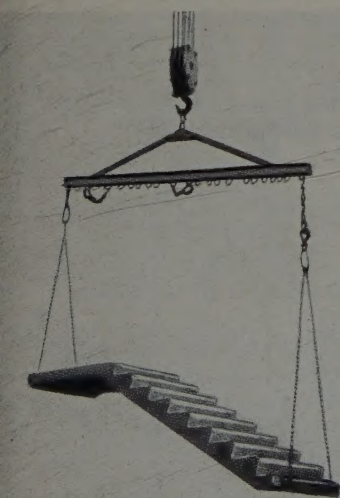


Bild 4. Treppenlauf

Betonwerk

Um für alle Einzelteile die geforderte Millimeter-Genauigkeit zu erreichen, mußten sehr genau arbeitende Maschinen erdacht werden. Diese vertragen die Erhitzung mit Dampf, durch die das Erhärten der Platten beschleunigt wird, so daß sie zwei Stunden nach der Herstellung aus der Form genommen werden können. Die Fertigteile werden in der für die Herstellung günstigsten Lage betoniert, jedoch vor dem Ausformen gegebenenfalls in die Lage gedreht, die sie im Bau haben, wodurch Transportbewehrungen vermieden werden. Bild 5 zeigt eine Maschine für die Deckentafeln. Alle ihre Bewegungen

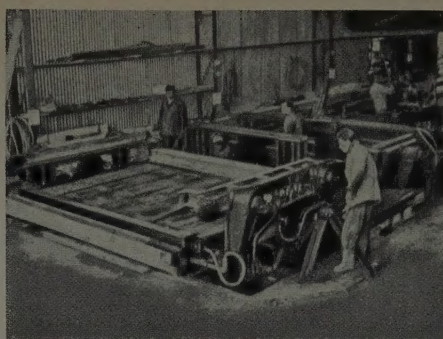


Bild 5. Maschine für Deckentafeln

stapelt und später auf Fahrzeuge, die sie zur Einbaustelle bringen, auflädt.

Verlegung

Für das Versetzen der Fertigteile wurde ein Portalkran für 5 t Traglast hergestellt, der den Bau überragt (s. Bild 6). Die Geschwindigkeit

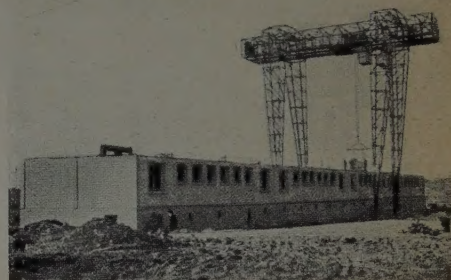


Bild 6. Portalkran

werden hydraulisch und vollautomatisch gesteuert. Die Maschinenhalle ist mit zwei 5-t-Kranen ausgestattet; sie dienen für die Zuführung des Betons und das Abheben der Fertigteile. Der Beton wird außerhalb der Halle bereit. Ein großer Stapelplatz wird von einem Derrick bestrichen, der die Teile

für das Heben und Fahren ist etwa 20 m/min. Beim Aufsetzen der Teile wird sie auf ein Zehntel herabgesetzt. Da sich der Kranführer stets über dem verfahrenen Fertigteil befindet, kann er seine Maschine mit großer Genauigkeit steuern.

Das Versetzen einer Außenwandtafel geht wie folgt vor sich: Nach Befestigung eines Ortscheits an der Tafel wird diese mit dem Kran vom Fahrzeug abgehoben und zur Einbaustelle gefahren. Dort wird sie von zwei Arbeitern in ihre genaue Lage gebracht.

Zuvor wird auf dem Rande des Baues ein Streifen elastischen Bitumens verlegt, auf dem die Tafel jetzt ruht. Vier Ankerstäbe, je zwei oben und unten in der Deckentafel befestigt, werden in die Wandtafel eingeführt; sie bilden die Verankerung und gestatten schnell die genaue Einpassung. Bild 7 zeigt das Versetzen einer Außenwandtafel und Bild 8 Wohnungen im Bauzustand.

Die anderen Teile sind noch leichter zu verlegen. Mit dem Portalkran und einer eingearbeiteten Mannschaft können zwei Wohnungen je Tag aufgebaut werden.



Bild 7. Versetzen einer Außenwandtafel

Ausstattung

Die Ausstattung und die hierfür benötigte Zeit für eine Wohnung sind:

1. Tischlerarbeiten, 2 Mann 2 Tage,
2. sanitäre Installation, 3 Mann 1 Tag,
3. elektrische Installation, 1 Mann 1 Tag (die Rohre sind in den Fertigteilen vorhanden),

4. Geländer, für 4 Geschosse 1 Mann $\frac{1}{2}$ Tag,
5. Innenanstrich,
6. Fußbodenbelag.

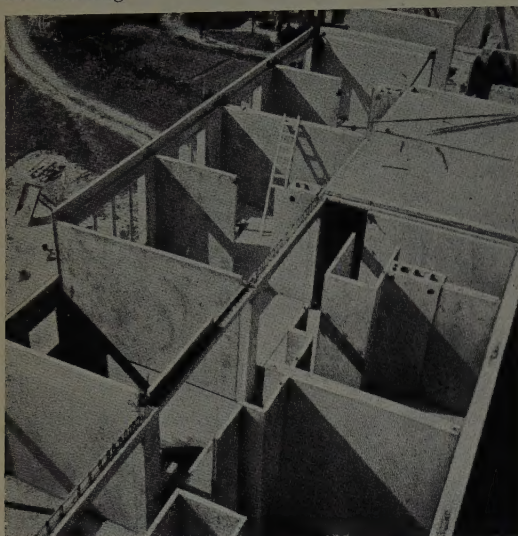


Bild 8. Wohnungen im Bauzustand

Von den Arbeitsstunden entfallen 75% auf die Herstellung der Fertigteile und 25% auf die Einbaustelle. Die Facharbeiter sind hieran mit 16% beteiligt gegenüber 50% auf den üblichen Baustellen. Bild 9 zeigt ein fertiggestelltes Haus.

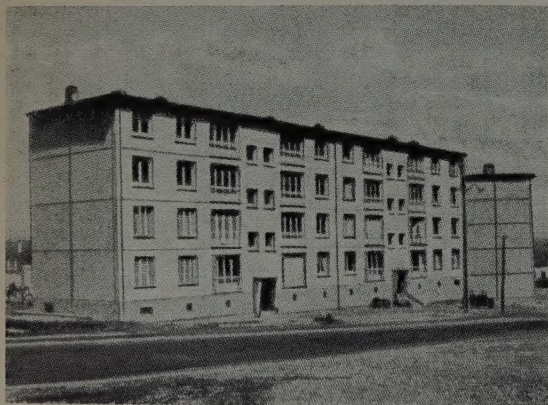


Bild 9. Fertiges Haus

Kosten

Die Kosten werden mit 10...15% niedriger als bei den üblichen entsprechenden Wohnbauten angegeben. Voraussetzung hierfür ist allerdings, daß die hohen Aufwendungen für die komplizierten Maschinen durch den Bau von etwa 300 Wohnungen im Jahr und insgesamt mindestens 1000 Wohnungen abgeschrieben werden können.

Hesse

[1] Nach Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Juli-August 1955, S. 720 bis 737.

Schubfestigkeit von Stahlbetonbalken [1]

Ein bedeutender Beitrag zur Erforschung des Stahlbetons

Die bisherige Stahlbetonforschung hat uns eine weitgehende Klärung des Verhaltens von Stahlbetonbalken unter reiner Biegung gebracht.

Wir wissen aber verhältnismäßig wenig über Konstruktionen, die gleichzeitig auf Schub und Biegung beansprucht sind. Bisher trennte man Schub und Biegung und bestimmte allein aus der Querkraft die Schubbeanspruchung und vor allem die Schubbewehrung eines Balkens. Die Wirkungsweise der Schubbewehrung erklärte man dann mit Hilfe der Fachwerkanalogie. Die vorliegenden Versuchsergebnisse haben aber vielfach Zweifel aufkommen lassen, ob diese Theorie der Wahrheit nahekommt. Man hat z. B. schon vorgeschlagen, die Gefahr des Schubbruches nicht durch Q , sondern durch das Verhältnis M/Q auszudrücken. Leider sind die Ergebnisse der vorliegenden Versuche nicht immer eindeutig, so daß es schwer ist, ein klares Bild zu gewinnen.

Das vorliegende Heft berichtet von einer Untersuchung aller bisher in der Literatur bekannten Biegeschubversuche. Im ganzen

wurden mehr als 1000 Balkenversuche 15 verschiedener Forscher ausgewertet, u. a. auch die in Deutschland bekannten Versuche von Bach und Graf. Diese Untersuchung hat zu einer neuen Betrachtungsweise der Schubfestigkeit bewehrter und unbewehrter Balken geführt, deren wichtigste Ergebnisse im folgenden kurz wiedergegeben werden.

Der erste Schritt der Untersuchung bestand darin, diejenigen Versuche von der Betrachtung auszuschließen, bei denen der Bruch durch Versagen der Verankerung eingeleitet worden ist, d. h. bei geraden Stäben durch Überschreitung der Haftfestigkeit und bei Haken durch Sprengung des Betons; denn dies sind keine eigentlichen Schubbrüche. Beim Studium der verbleibenden Versuchsergebnisse kam man dann zu der Auffassung, daß der Schubbruch in seinem Charakter einem Biegedruckbruch ähnlich ist. Von dem gewöhnlichen Biegedruckbruch unterscheidet er sich aber dadurch, daß die schrägen Schubrisse höher aufsteigen als die gewöhnlichen Biegerisse. Dadurch wird die Druckzone verkleinert und ihre Zerstörung frühzeitiger eingeleitet. So gesehen ist das Kriterium des Schubbruches nicht die Bruchquerkraft, sondern vielmehr ein bestimmtes „Schubbruchmoment“. Dieses Moment wird durch eine neue Unbekannte bestimmt, nämlich durch die neue Lage der Nulllinien. Man kann ihre Lage nicht, wie beim reinen Biegebruch, einfach aus dem Geradliniengesetz finden. Das Vorhandensein großer schräger Risse macht nach Ansicht der Forscher die Dehnungsverteilung über den Querschnitt unstetig, so daß sie auch im Hinblick auf die Stahldehnung nicht mehr geradlinig sein kann. Sie haben deshalb den Versuch unternommen, durch Auswertung der vorliegenden Prüfungsergebnisse auf empirischem Wege Formeln für die Nulllinienlage und das Schubbruchmoment zu gewinnen.

Ihre Untersuchung beginnt mit dem frei aufgelagerten Balken mit Rechteckquerschnitt, der durch Einzellasten beansprucht wird, aber keine Schubbewehrung aufweist. Der für diesen einfachen Fall durch Versuchsauswertung gewonnene Ausdruck für die Höhe der Druckzone ist von der Betonfestigkeit und der nach dem Geradliniengesetz berechneten fiktiven Höhe der Druckzone abhängig. Die Formel ist ähnlich aufgebaut wie die Formeln zur Ermittlung des Bruchmomentes beim Biegebruch. Der Einfluß einer Druckbewehrung wird durch ein Korrekturglied berücksichtigt.

Der Beitrag der Schubbewehrung zur Schubfestigkeit des Balkens hängt nach Ansicht der Verfasser nicht nur von der Bewehrung selbst ab; vielmehr fand man eine empirische Formel, nach der der Beitrag der Schubbewehrung proportional der Schubfestigkeit des unbewehrten Balkens ist. Wesentlich ist die Feststellung, es besteht hinsichtlich der Schubfestigkeit kein wesentlicher Unterschied zwischen hügelbewehrten und mit Schrägstäben bewehrten Balken.

Für Plattenbalken wird ein Korrekturglied angegeben, das die Verwendung der für Rechteckquerschnitte entwickelten Formeln ermöglicht. Es wird außerdem gezeigt, daß bei Balken, die wechselnde Momente aufnehmen müssen, die Verhältnisse wesentlich ungünstiger liegen. Auch für solche Balken wird ein Korrekturglied zur Grundformel angegeben.

Das so gefundene „Schub-Bruchmoment“ ist nach den empirisch gefundenen Formeln unabhängig von der Größe der Querkraft und

von dem Verhältnis $\frac{M}{Q \cdot d}$. Erst wenn das Schubbruchmoment überschritten ist, wird eine Schubbewehrung erforderlich. Ein Zusatzglied in den Formeln drückt aus, um wieviel diese Bewehrung zulässige Schubbruchmoment vergrößert.

Anders liegen die Verhältnisse für den Fall der Scheitelflastbeanspruchung. Für diesen Fall wurde eine andere empirische Formel entwickelt.

Für den Bereich sehr kleiner Querkraften, also wenn das Verhältnis $\frac{M}{Q \cdot d}$ einen bestimmten Grenzwert (etwa 4,8) überschreitet, so

das Schubbruchmoment nicht mehr als Kriterium gelten. In diesem Bereich ist allein die Biegefestigkeit maßgebend.

Die bisherigen Ausführungen galten für Einzellasten. Für Balken mit gleichförmig verteilter Belastung wird ein bestimmter kritischer Schnitt angegeben, an dem der Nachweis der Schubfestigkeit mit Hilfe des Schubbruchmomentes geführt werden soll. Dieser liegt bei

etwa $\frac{M}{Q \cdot d} = 4,5$, also nicht beim Auflager. Es wird auch angedeutet

daß die bisherige Schubbewehrungsweise (Verteilung nach dem Schubspannungsdiagramm) für gleichmäßig belastete Balken falsch sei. Eine gleichmäßige Verteilung der Schubbewehrung zwischen den Auflagern und dem erwähnten kritischen Schnitt wäre richtig. Für Gleichlast sind aber nur wenige Versuche vorhanden (Bach und Graf, 1912 und 1921), so daß eine endgültige Aussage darüber noch nicht möglich ist.

Nach Mitteilung der Verfasser weichen die mit den vorgeschlagenen Formeln errechneten Bruchmomente nur selten mehr als 15% von den vorliegenden Versuchsergebnissen ab.

Die hier in aller Kürze geschilderte umfassende Arbeit greift die schwierige Frage der Schubstärkung von einer ganz neuen Seite an und verdient mit großem Interesse aufgenommen zu werden.

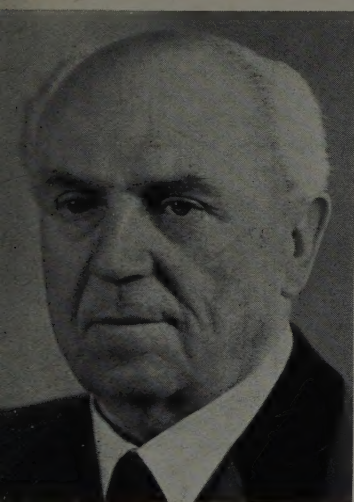
Vigerust

[1] „Strength in Shear of Reinforced Concrete Beams“, Bulletin No. 428 aus Engineering Experiment Station, University of Illinois von Laupa, Siess und Newmark.

Persönliches

Carl August Einbeck 75 Jahre

Am 21. Januar wird Carl August Einbeck, Beratender Ingenieur (BI) in Coburg, 75 Jahre alt. Mit seinem Namen ist ein einfaches Wort zur zerstörungsfreien Prüfung des Betons verbunden, der Kugelschlag-Pendelhammer. Einbeck hat fast ein Jahrzehnt lang ablässig für die Anwendung und Anerkennung des Kugelschlags zur Beurteilung der Betongüte im Bauwerk geworben und die Eignung dieser Prüfmethode durch eigene Versuche nachgewiesen. Seine Bemühungen sind durch die Herausgabe von Richtlinien des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton für die Kugelschlagprüfung von Beton (DIN 4240) belohnt worden, in denen auch sein Pendelhammer besonders behandelt wird.



Carl August Einbeck hat in Köthen und Dresden studiert und war von 1910 an 17 Jahre lang technischer Leiter der Niederlassung Halle (Saale) der Wayss & Freytag AG. Über bemerkenswerte Stahlbetonbauten hat er von 1908 bis 1912 wiederholt in Fachzeitschriften berichtet. Später wandte er sich auch der Bodenmechanik zu und setzte sich in Wort und Schrift für rechtzeitige, sachgemäße Baugrunduntersuchungen ein. Seine Erfahrungen fanden bei der ersten Aufstellung von Richtlinien für die zulässige Belastung des Baugrundes (DIN 1054) Berücksichtigung. Carl August Einbeck ist noch heute als Sachverständiger und Berater tätig und hoch geschätzt. Dem tatkräftigen und erfolgreichen Ingenieur seien herzliche Wünsche dargebracht.

Bornemann

75 Jahre Dyckerhoff & Widmann

Ende des Jahres 1955 hat die Dyckerhoff & Widmann KG. einen Überblick über 90 Jahre ihrer Firmengeschichte vorgelegt, der in Wort und Bild nicht nur das übliche bewegte Schicksal einer Bauunternehmung in diesen Jahrzehnten wieder lebendig werden läßt. Der Leser dieser Schrift mit dem kennzeichnenden Titel „Weit mehr als ein Bogen“ findet darin vielmehr zugleich in großen Zügen eine Geschichte des Bauens mit Beton und Stahlbeton; denn es gibt kaum eine bedeutsamere Neuerung auf diesen Gebieten, die nicht alsbald von den Ingenieuren des Hauses Dyckerhoff & Widmann mit Tatkraft und Wagemut aufgegriffen und nach Möglichkeit fortentwickelt worden wäre.

Aufbau und Verarbeitung des Betons sind von Anfang an ein besonderes Anliegen der Firma gewesen. Sie hat als erste und lange Zeit ein bedeutendes Schleuderbetonwerk betrieben; mit der Bänderung von Massenbeton bahnte sie den Weg zurück zum wasserarmen, wetterbeständigen Beton, einen Weg, der bisher mit Rüttelgrob- und Talsperren gipfelt. Schon in den zwanziger Jahren erreichte sie in ihren Betonwerken regelmäßige Druckfestigkeiten von 600 kg/cm² und Biegezugfestigkeiten von 80 kg/cm², eine Voraussetzung für die später aufgenommene Herstellung von Eisenbahn-schwellen. Neuerdings bedient sich die Firma auch des amerikanischen Vacuum-Concrete-Verfahrens.

Lange Zeit waren die Straußpfähle von Dyckerhoff & Widmann in seiner Art bevorzugte Gründungselemente. Als erste baute die Firma in Deutschland für Druckluftgründungen Senkkästen aus Stahlbeton. Später ging sie dazu über, solche Ungetüme schwimmend auf der Einbaustelle zu bugsieren. Kein Wunder, daß sie mit solchen Erfahrungen auch im Seehafenbau hervorgetreten ist und dem Stahlbetonschiffbau entscheidende Anregungen gegeben hat. Im konstruktiven Ingenieurbau gehört Dyckerhoff & Widmann schon lange zur Spitzengruppe der in- und ausländischen Bauunternehmungen. Wer von den Älteren kennt nicht die Jahrhunderthalle

in Breslau, deren Rippenkuppel alle bis dahin errichteten Massivkuppeln nach Spannweite und Leichtigkeit weit übertroffen hat und die doch schon so bald durch die Zeiß-Dywidag-Schalenkuppeln in den Schatten gestellt werden sollte? Diese Stahlbetonschalen, heute ein in aller Welt geschätztes und von zahlreichen Ingenieuren und Firmen erfolgreich angewandetes Bauelement sind in ihrer vielfältigen Erscheinungsform hauptsächlich von den Ingenieuren Franz Dischinger und Ullrich Finsterwalder im Hause Dyckerhoff & Widmann zuerst erdacht, berechnet und konstruiert worden. Die Großmarkthallen in Leipzig, Frankfurt/M. und Köln und die Schwarzwaldhalle in Karlsruhe sind jede in ihrer Art hervorragende Zeugen verschiedener Entwicklungsstufen und Gestaltungsmöglichkeiten des Schalenbaues.

Auch im Brückenbau hat die Firma Dyckerhoff & Widmann übertragene Leistungen aufzuweisen. Solche waren bereits die nunmehr 50 Jahre alten Eisenbahnbrücken über die Iller bei Kempten mit ihren über 60 m weit gespannten, unbewehrten Gewölben. Besonderes Aufsehen hat die Straßenbrücke über den Rhein in Worms erregt. Sie ist gewissermaßen das Meisterstück zweier von der Firma entwickelter Bauverfahren, des Dywidag-Spannbetons und des dadurch ermöglichten Freivorbaus ohne Rüstung im Strome. Ihre Spannweite wird noch von der der gleichartigen Moselbrücke in Koblenz übertroffen, deren größte Öffnung 123 m mißt. Hier stand zuvor schon, ebenfalls als Konstruktion von Dyckerhoff & Widmann, die flachste weitgespannte Bogenbrücke ihrer Zeit.

Der Dywidag-Spannbeton zählt längst zu den wenigen international führenden Spannbetonbauarten. Neuerdings hat seine Anwendung auf Schalen diesen neue Verwendungsmöglichkeiten erschlossen. Im übrigen gibt es kaum ein Gebiet des Ingenieurbaus und der Herstellung von Betonwaren und -fertigteilen, auf dem die Firma nicht tätig wäre. Zeitweilig hat sie auch im Ausland manches beachtenswerte Bauwerk errichtet.

Gottlieb Widmann, kaufmännischer Direktor einer Maschinenfabrik in Karlsruhe, und Eugen Dyckerhoff, ein Sohn des Gründers der Dyckerhoff-Portland-Zementwerke, haben dereinst der Firma nicht nur ihren Namen sondern auch ihre Eigenart gegeben. Eugen Dyckerhoff hat bereits neben der unternehmerischen Aufgabe, Betonwaren herzustellen und zu verkaufen und Bauwerke zu entwerfen und zu errichten, Betonforschung durch Versuche betrieben. Seinem Vorbild ist die Firma bis heute treu geblieben. Eugen Dyckerhoff hat auch den Sinn dafür geweckt, daß der Erfahrungsaustausch innerhalb der Berufsgruppe allen zugute kommt und daß der Erfolg besonders zum Dienst für die Allgemeinheit verpflichtet. Er selbst war Vorsitzender des Deutschen Beton-Vereins in den ersten 12 Jahren nach dessen Gründung. In der gleichen Linie liegt es auch, daß die Firma immer wieder hervorragende Ingenieure als Lehrer an technischen Hochschulen freigegeben hat.

Anlaßlich der Rückschau auf 90 Jahre Firmengeschichte Dyckerhoff & Widmann hat ihr Hauptinhaber, Herr Dr.-Ing. E. h. Dr. jur. Erich Lübbert, eine namhafte Stiftung für Forschungszwecke gegründet. Zugleich hat der Bundespräsident dem ältesten technischen Leiter der Firma, Herrn Dr.-Ing. E. h. Eugen Schulz, den großen Verdienstorden der Bundesrepublik verliehen.

Verlag und Schriftleitung schließen sich den Glückwünschen für das weitere Gedeihen der Firma Dyckerhoff & Widmann KG. an.

Bornemann

75 Jahre Grün & Bilfinger

Die Anfänge der Bauunternehmung Grün & Bilfinger AG. gehen auf die Gründung des Baugeschäftes Weis & Bernatz in Hemmingen (Lothringen) im Jahre 1880 zurück. Ihm gesellte sich 1886 der aus Schwäbisch-Hall stammende August Grün zu, und mit diesem verband sich 1892 der Regierungsbaumeister Paul Bilfinger.

Seither sind aus der Arbeit der Firma im In- und Auslande viele Bauwerke hervorgegangen, die nicht nur den hohen Ruf des Firmen-namens Grün & Bilfinger begründet und verbreitet haben, sondern von denen einzelne auch zu den allgemein bekannten Spitzenleistungen des Ingenieurbaus gehören. Eine jetzt erschienene Erinnerungsschrift legt hiervon beredtes Zeugnis ab. Man findet darin eine Karte der Rheinbrücken und erfährt daraus, daß allein 29 von den 44 im deutschen Bereich über den Rhein erbauten Brücken unter maßgebender Mitwirkung der Firma entstanden sind. Das bedeutet eine Fülle von Erfahrungen bei meist schwierigen Gründungen von Brückenpfeilern ohne und mit Druckluft. Diese Arbeiten sind gekrönt worden durch den Auftrag für den Bau der bis zu 72 m hohen Pfeiler für die Brücke über den kleinen Belt in Dänemark mit eigenartigen an Land hergestellten und schwimmend gedrehten 6500 t schweren Senkkästen. Die Gründung der Pfeiler der Lidingö-Brücke bei Stockholm auf 45 m hohen Pfahlböcken ist vorbildlich für andere Bauwerke unter ähnlichen Verhältnissen geworden. Die Erfahrungen im Grundbau, später gestützt auf die Mitarbeit an der wissenschaftlichen Durchdringung dieses Gebietes, führten die Firma Grün & Bilfinger

weiter zu großen Aufgaben des Hafenbaues und des Baues von Wasserkraftanlagen. Wir begegnen ihr z. B. am Donaueck unterhalb Passaus. Sie baute Talsperren in Deutschland und in Übersee. Im westafrikanischen Seehafen Lobito fallen ihr vor und nach dem zweiten Weltkrieg die wichtigsten Ausbauarbeiten zu; ähnliche Bauten wurden von ihr für die deutschen afrikanischen Kolonien errichtet. Tunnel und Untergrundbahnen sind das gegebene Arbeitsfeld der Firma. Beim Bau des 3,5 km langen Diestelrasentunnels südlich Fulda im druckhaften Gebirge wendete Grün & Bilfinger Druckschilde mit 11 m Durchmesser an.

Den tiefbaulichen Leistungen der Firma stehen nicht weniger beachtliche im konstruktiven Ingenieurbau und Hochbau gegenüber. Die von ihr erbaute Bogenbrücke der Autobahn über das Teufelstal bei Jena ist mit 138 m Spannweite noch immer die weitest gespannte Massivbrücke Deutschlands. Von der Wohnsiedlung bis zum viestöckigen Stahlbetonskelettbau, von der Fabrikhalle mit Schalen-schreddach bis zum schlanken Fernsehturm erstreckt sich die Arbeit im Hochbau. In den letzten Jahren hat die Firma Grün & Bilfinger auch ein eigenes Spannbetonverfahren entwickelt und durch sorgfältige und umfangreiche Versuche baureif gemacht, so daß sie damit bereits beachtliche Bauwerke hat ausführen können.

Immer noch gehören Mitglieder der Familie Bilfinger dem Vorstand der Gesellschaft an. Ein Beweis dafür, daß sie und ihre Vorfahren es verstanden haben, alle politisch bedingten Krisen zu meistern und immer wieder neue hervorragende Mitarbeiter zu gewinnen.

Einer weiteren glücklichen Zukunft der Bauunternehmung Grün & Bilfinger AG. gelten die besten Wünsche.

Hesse

Bücherschau

Zinkahn-Leutz: Luftschutz-Richtlinien, 1. Band: Luftschutz im Städtebau, Schutzraumbauten. Textsammlung mit Sachverzeichnis. (Sonderausgabe aus Zinkahn-Leutz, Kommentar zum Luftschutzrecht.) 164 S. Taschenformat, mit zahlreichen technischen Zeichnungen. München und Berlin 1955, C. H. Beck'sche Verlagsbuchhandlung. Kartonierte DM 5,80.

Die neuen Luftschutzrichtlinien sind bis zum Erlaß des Luftschutzgesetzes nur Empfehlungen. Sie werden wahrscheinlich erst im Frühjahr 1956 durch Rechtsverordnung in Kraft gesetzt werden. Es ist aber ratsam, diese Richtlinien bereits heute bei den Planungen von Bauten vorsorglich zu berücksichtigen.

In der ausführlichen Einleitung der vorliegenden Textausgabe werden Wirkung und Abwehr der modernen Bombenwaffen behandelt. Außer dem vorläufigen Merkblatt „Luftschutz im Städtebau“ vom 8. Dezember 1952 enthält die Broschüre vor allem die Richtlinien für Schutzraumbauten in der Fassung vom 27. Juli 1955. Diese Richtlinien hat der Bundesminister für Wohnungsbau im Einvernehmen mit dem Bundesminister des Innern und in Zusammenarbeit mit dem Fachausschuß „Bautechnischer Luftschutz“ aufgestellt. Mit den Richtlinien werden die grundsätzlichen technischen Daten und Konstruktionsmerkmale für die Planung und Errichtung von Schutzraumbauten gegeben. Und zwar sind folgende fünf Schutzraumtypen entwickelt worden:

1. Schutzstollen (Hangstollen oder Tiefstollen)
2. Schutzbunker (3 m dicke Umfassungsbauteile),
3. Schutzbauten A (60 cm dicke Umfassungsbauteile in Orten mit über 100 000 Einwohnern),
4. Schutzbauten B (40 cm dicke Umfassungsbauteile in Orten mit 20 000 bis 100 000 Einwohnern),
5. Schutzbauten C (30 cm dicke Umfassungsbauteile in Orten mit 10 000 bis 20 000 Einwohnern).

Weiterhin werden in den Richtlinien die äußerst wichtigen Fragen der Belüftung und der Abschlüsse der Schutzraumbauten grundsätzlich behandelt.

Die Richtlinien, denen zahlreiche Schemazeichnungen beigegeben sind, dürften für Behörden, Architekten und große Industriebetriebe und vor allem für Konstrukteure und Betonbauer von Interesse sein, die sich mit dem Entwurf und Bau von Luftschutzräumen zu befassen haben.

Kaufmann

Nagel, Kurt: Berechnung statischer Systeme (m-Verfahren), Band I und II. VEB Verlag Technik, Berlin 1954. Geb. 75,—.

Wieder ein neues Statikbuch. Es verspricht, durch eine neuartige Methode bei der Berechnung statisch unbestimmter Systeme Arbeit

und Zeit zu sparen. Darüber hinaus soll „das gezeigte Verfahren dem entwerfenden Ingenieur eine besondere Sicherheit geben, da stets in enger Fühlungnahme mit dem Bauwerk steht und nach einiger Übung die Teilergebnisse seiner Rechnung auch gefühlmäßig erfassen kann“. Dem *m*-Verfahren sei daher die übliche Feststellung des Grades der statischen Unbestimmtheiten ein höchst überflüssiger Begriff.

Welchen Weg weist nun der Verfasser, und inwieweit erfüllen seine Versprechungen?

Zunächst werden die Schnittkräfte und Formänderungen des Tragen, frei aufliegenden Balkens entwickelt und diejenigen Fachwerken angeschlossen. Auf dieser Grundlage wird die Berechnung der Formänderungen und der Stabendmomente des elastisch eingespannten Stabes mit konstantem und variablem Trägheitsmoment aufgebaut. Der Einspanngrad wird durch die Lage der Momentennullpunkte, identisch mit dem Wendepunkt der Biegelinie für die Momentenbelastung der Stabenden, charakterisiert. Die Abstände

dieser Punkte von den festgehaltenen Stabenden werden mit *m* bezeichnet, woraus der Name *m*-Verfahren abgeleitet wurde.

Da *m* Werte zwischen 3 und ∞ annimmt, erscheint seine Wahl als Maß der Einspannung wenig geeignet für die Schulung des Schätzvermögens. Die „innere Genugtuung“ (Seite 84) über eine gelungene Abschätzung dürfte sich wesentlich rascher einstellen

wenn man beispielsweise die „Größe der Einspannung“ $\frac{3}{m}$ (Seite 82) die zwischen 0 und 1 schwankt und sich als Faktor $\frac{1}{1 + \frac{2EJ}{l\varepsilon}}$ von

(ε : Verdrehung des anschließenden Knotens unter $M = 1$) heraus stellt, als Parameter wählen würde.

Der Verfasser zieht eine Parallele zwischen statischen und dynamischen Biegelinien und glaubt, Wendepunkt der ersteren und Knoten der letzteren gleichsetzen zu dürfen, was zu Mißverständnissen führen kann. Auch sind manche der benutzten Begriffe recht verschwommen, so etwa, wenn die „Verbiegung des Stabelementes“ als „Schwingungsausschlag“ bezeichnet oder das „innere Leistungsvermögen“ eines Tragwerkes als „statische Schwingungszahl“ gedeutet wird. Ferner wird das Verständnis dadurch erschwert, daß der Verfasser in einigen Punkten von den üblichen Bezeichnungen abweicht.

Die Untersuchungen reichen bis zur Ermittlung und Auswertung von Einflußlinien, die allerdings nicht als Biegelinien, sondern punktweise für verschiedene Stellungen der Lastenlinie konstruiert werden. Hierin zeigt sich eine Grenze des „*m*-Verfahrens“, ebenso wie in der Behandlung geschlossener Rahmen, die keine dreigliedrige Elastizitätsgleichungen liefern und daher mit dem „*m*-Verfahren“ nur durch Iteration lösbar sind.

Der Einfluß der Quer- und Normalkräfte auf die Formänderungsgroßen wird untersucht, ebenso der Einfluß von Knotenpunktverschiebungen mit Hilfe von Festhaltekräften. Die einfachsten Fälle der Ermittlung von Eigenschwingzahlen für rahmenartige Maschinenfundamente mit dem üblichen Ansatz $n = \frac{300}{\sqrt{f}}$ werden vorgeführt

Der 2. Teil des ersten Bandes bringt einige Beispiele für die Berechnung von durchlaufenden Trägern und Rahmen mit festliegenden und auch verschieblichen Knoten, von denen einige wohl kürzer nach der Kraftmethode zu lösen wären. Ganz kurz wird auch das Cross-Verfahren behandelt. Schließlich wird noch die Bemessung von Stahlbetonquerschnitten vorgeführt, und zwar sowohl für einfache als auch für zweiachsige Biegung von Rechteck- und Kreisquerschnitten.

Im 2. Band sind in zahlreichen Zahlen- und Kurventafeln Werte für die Lage der Momentennullpunkte $\left(\frac{l}{m}\right)$, Übergangszahlen für 3- und 4stäbige Knotenpunkte, Einflußlinienordinaten und Kreuzlinienabschnitte für Stäbe mit und ohne Auflagerschrägen zusammengestellt. Weiterhin enthält dieser Band Kurventafeln für die in 1. Band entwickelten Bemessungsformeln, von denen die für schiefe Biegung (nach Säger) Beachtung verdienen.

Das vorliegende Werk dürfte weniger geeignet sein, dem Lernenden einen Überblick über die Grundlagen der Berechnung von Rahmentragwerken zu vermitteln, bietet aber demjenigen, der sich in der etwas unübersichtlichen Darstellung eingearbeitet hat, eine große Menge fertiger Vorarbeit für Rahmentragwerke mit den verschiedensten Stabformen.

Franz